



計畫編號：B10821

經濟部中央地質調查所 108 年度勞務採購案
期末報告書(定稿本)

坡地場址調查觀測及變形機制分析(3/5)

本年度計畫：自 108 年 1 月至 108 年 12 月止

全程計畫：自 106 年 4 月至 110 年 12 月止

執行單位：財團法人中興工程顧問社
國立交通大學

中華民國 108 年 12 月

中文摘要

台灣本島係由歐亞板塊和菲律賓海板塊相互擠壓成形，造就出陡峻之地形與脆弱多變之地質環境。近年由於全球氣候異常，頻繁之颱風豪雨及地震活動，受災範圍與程度均遠較過去為烈，以致山崩土石流等自然災害頻傳。因此，如何有效掌握山崩災害之破壞機制與影響範圍，以提供災損評估及作為防災減災之參考，實為今日防災工作上的一項重要課題。雖然導致山崩災害的因素甚多，但降雨是公認誘發山崩的顯著因子之一。一般而言，降雨入滲會導致淺層土壤含水量與基質吸力改變、單位重增加或抗剪強度下降，長期浸潤時則可能造成地層材料弱化或岩層潛變行為，進而導致坡地產生不同類型之災害型態。山崩災害之破壞機制與影響範圍會受地形、地質、地下水位(壓)變化、地層參數等條件而異，因此場址地質及水文特性之調查、現地觀測、數值模型建置及模擬實為釐清破壞機制所不可獲缺的重要工作。

爰此，本計畫共分 5 年，逐年挑選不同場址執行。前年度(106)計畫執行場址編號為 D160 之茶山潛在大規模崩塌地，去年度(107)計畫執行場址編號為 D008 之車心崙潛在大規模崩塌地，今年度(108)計畫場址選擇位於宜蘭縣大同鄉，編號為 D007 之梵梵潛在大規模崩塌地。為能釐清坡地淺層不飽和土體及深層重力變形之破壞機制，本計畫主要工作項目包含：(一)坡地場址地質調查、(二)三維水文地質模型建立及驗證、(三)三度空間坡地活動性評估系統建置、(四)動態水文條件下之破壞力學分析、(五)車心崙場址持續觀測及回饋分析等。預期透過本計畫於坡地場址之水文地質調查、觀測及數值模擬成果，可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。

上述工作項目可針對已知的潛在大規模崩塌區域進行全面性的監測系統來探討三度空間坡地活動性，其中包含環境地動與時序反射儀剪動監測、即時動態差分法量測、地下水位及淺層含水量水文觀測。亦可進行地質鑽探、地表地質調查工作、地物測線剖面等工作判釋崩塌體地下構造模型及可能地剪動面深度。進一步，建立三維水文地質模型並利用觀測的水文資料進行率定及驗證分析工作。利用水文地質模型可提供動態水文變化條件下坡地場址可能的變形機制與破壞行為，提供相關案例分析下的山崩破壞門檻值，其中門檻值可包含地震力、地下水位及降雨誘發等相關機制。簡而論述，本計畫將聚焦於提供監測場址可能的變形機制與同時開發創新之監測技術，並將研究成果落實於相關山崩災害監測。

梵梵場址透過 TDR 觀測出在 108-D007-2T 的剪裂帶觀測到地層滑動，且觀測到兩次降雨事件後數日內出現地層剪動訊號。配合 108-D007 梵梵場址 2T 鑽探孔為觀察到 TDR 有剪動現象。本計畫發現 dv/v 於 TDR 剪動前有增加現象，在 TDR 剪動後 dv/v 先是下降，並於數日後轉為上升趨勢。上述 dv/v 變化皆可在頻率範圍 2-6 Hz 及 6-10 Hz 觀察到。進一步分析，推估可能地剪動深度在 21 m 位置。此外，單站法計算出梵梵場址 1 m 地下水位抬升對應約 1.0 % 的震波速度降。數值模擬成果顯示：(A) D007 梵梵場址於常時及高水位情境下，各區所得安全係數皆大於 1.0，初步研判屬於相對穩定狀態；(B) 地震情境(0.32 g)下，坡腹崩滑體的部分塊體恐有崩塌之虞，崩塌量體約為 1,639,650 m³；(C) 關聯性研究成果顯示當 108-D007-1W 鑽孔水位抬升至地表下 21 公尺或場址 PGA 超過 290 gal 時，均有可能導致坡腹崩滑體產生局部崩滑。本計畫進一步針對坡腹崩滑體進行崩後下坡影響範圍評估，分析結果顯示：(A) 坡腹崩滑體坍滑後，土砂堆積前緣距離 D007 梵梵場址坡趾約 600 m，最大坍滑堆積深度約 46 m，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 5.7 m；(B) 初步評估坡腹崩滑體破壞後，對西南側的英士部落無直接之衝擊影響。

關於車心崙場址，根據 107 年 7 月開始監測迄今的資料顯示，車心崙場址無論地表或地下均未發現明顯變化與趨勢，然而 107 年 8 月的暴雨事件，淺層土壤含水量有約 8% 的變化、地下水位抬升近 2 公尺、並量測到明顯地動訊號增強現象。震波速度變化研究成果亦可以分類為雙站法及單站法成果。雙站法計算之 dv/v 為測站之間傳遞路徑下的平均結果：107-D008 車心崙場址顯示 2 m 地下水位變化對應約 0.5 % 的速度變化（測站對 V02-V03）。單站法計算之 dv/v 為測站下方的材料震波變化：107-D008 車心崙場址顯示 2 m 地下水抬升對應約 1.0 % 的震波速度降。成果上已確認單站法用於監測地下水位優於雙站法，其 dv/v 變化與特定深度地下水位變化呈現高度相關。數值模擬成果顯示：經破壞行為分析可判釋出關鍵塊體 A 及關鍵塊體 B，其崩塌體積分別為 1.14 及 2.74 百萬立方米。主要受到地下水位與地震力誘發條件主導，地下水位與地表加速度震動門檻值分別為 18 米與 300 gal。目前在計畫執行期間並未觀察到地表及地下有位移的情形。相對震波波速變化受到強降雨影響最多可降 0.5%。

計畫關鍵詞：水文地質調查、地下水、坡地觀測、變形機制

ABSTRACT

Taiwan is an active mountain belt created by the oblique collision between the northern Luzon arc and the Asian continental margin. The inherent complexity of geological nature creates numerous discontinuities through rock masses and relatively steep hillside on this island. In recent years, the increase in the frequency and intensity of extreme natural events due to global warming or climate change brought significant landslide and debris flow hazards in the mountain area of Taiwan. The causes of landslides are attributed to a number of factors. Notably, rainfall is well-known one of the most significant triggering factors for landslides. In general, the rainfall infiltration could result in changing the suction and the moisture of soil, raising the unit weight of soil, and reducing the shear strength of soil for the shallow colluvium. Long-term infiltration may result in weakening or creeping of slope formation material. The stability of slope is closely related to the geological and topographical conditions, the groundwater pressure change in response to rainfall infiltration, and the physical and mechanical parameters of slope formation. Detailed site investigation and observation using the state-of-the-art technology will be performed on active landslide from the study area to clarify the occurrence of landslides induced by the change of hydrologic conditions during heavy rainfall.

This study is aimed to better understand the mechanism of triggering landslide hazards so that casualties and property damages can hopefully be reduced in the occurrence probability of natural disasters in the future through the appropriate disaster prevention planning we proposed. The project is a 5-year integrated study and the site investigation in the past year focuses on the Chashan and Chexinlun potential large-scale landslide (D160 and D008). The Fanfan potential large-scale landslide (D007) is selected as the study site in 2019 year. The work scopes of the project contain: (1) hydrogeological investigations on the site; (2) establishment and verification of the three-dimensional hydrogeological model; (3) construction of slope activity evaluation system; (4) deformation mechanism analysis under dynamic hydrological condition; (5) continuation observation and refined analysis of Chexinlun site. It is expected that the complex phenomenon between the stability of landslides and hydrogeological conditions can be revealed and clarified through the detailed study on the hydrogeological investigation, observation and the numerical simulation.

This study deploy a comprehensive monitoring network consisting of seismic, geotechnical (time domain reflectometer, TDR), geodetic (real-time kinematic measurement, RTK) and hydrological (ground water level (GWL),

shallow water content) instruments on a slow-moving landslide site. The borehole drilling, geological and geophysical (seismic reflection profile and resistivity images) investigations provide the surface-to-subsurface structure and movements of landslide area, and can also be used to find possible sliding surface. With the available knowledge of landslide structure, we further built the hydrogeo-conceptual model and validated the model by fitting the observed GWL and shallow water content, which are the crucial input parameters to analyze the possible triggered factors of landslide failure. A series of the scenario testing can quantify the safety factor of landslide based on different conditions, including earthquake forcing, ground water level and precipitation. A main purpose of this five-years project is not only to illustrate the possible failure mechanisms for the specific landslide areas, but also to develop innovation-monitoring technique for landslide hazards.

In Fanfan site, TDR slope monitoring system has successfully observed the slope deformation at the 108-D0072T site. The slope deformation was found to be located within the shear zone of the 108-D007-2T borehole. The peak reflection coefficient of the TDR signal reflected the trace of slope deformation within several days after two relatively heavy precipitation events. Based on the dv/v resulting and TDR measurements observed at the 108-D007-Fanfan site, Our study noticed that the dv/v increasing before the TDR movement, and then decreasing after sliding movement. Finally, the dv/v value recovers a few days later. Aforementioned pattern of temporal changes in dv/v can be clearly observed in the frequency bands of 2-6 Hz and 6-10 Hz. The origin of such dv/v measurement is inferred at the depth 21 m as the basal sliding interface. The results of shallow sliding analysis show that: (1) in the normal and high water level scenarios, the safety factor obtained in each zone is greater than 1.0, and the initial judgment belongs to the relatively stable state; (2) in the earthquake scenario, the A1 mass in LM may slide, the volume of A1 slide is about 1,639,650 m³; (3) when the water level of the 108-D007-1W rises to 21 meters below the surface or the PGA exceeds 290 gal, it may cause the local landslide. Based on the above analysis results, this project further evaluates the influence zone of the potential sliding mass of A1 on the downslope. The analysis shows that after the destruction of potential sliding mass of A1, there is no direct impact on the YingShih village.

In Chexinlun site, according to the observations (the monitoring began in July 2018), no significant changes or trends have been found in the Chexinlun site. However, in the August 2018 rainstorm event, the shallow soil water content increased by about 8%. The groundwater level was raised by nearly 2 meters, and the apparent signal enhancement was measured. Results of the

relative seismic velocity variations (dv/v) can be derived from the methods of station pairs and/or single station. Resulting of dv/v of two stations represents the mean value along the wave propagation path: for the 107-D008-Chexilun site, there is the GWL of 2 m changes, coinciding with the 0.5 % of dv/v variance (station pair of V02-V03). The dv/v results derived from single station indicate the changes of subsurface medium beneath single station: for the 107-D00-Chexinlun site, the dv/v reduction of 1.0 % can be measured during the GWL of 2.0 m increasing. Our study concluded that the method of single station can provide better understanding the relation between dv/v and GWL. For the Chexinlun landslide site, the large-scale landslide regions with collapsed volumes of $1.14 \times 10^6 \text{ m}^3$ (region A) and $2.74 \times 10^6 \text{ m}^3$ (region B) would be probably triggered by the GWL and seismic forcing. The triggered thresholds of GWL and ground shaking are 18 m and 300 gal, respectively. Based current observations of comprehensive monitoring system, there is no movement during the monitoring period. The dv/v measurements exhibited the largest reduction of about 0.5%, coinciding with the intense rainfall.

KEYWORDS: hydrogeological investigation, groundwater, slope observation, deformation mechanism

坡地場址調查觀測及變形機制分析(3/5)

期末報告書

目錄

目錄.....	I
圖目錄.....	V
表目錄.....	XIII
一、計畫概述.....	1
(一) 整體計畫概述.....	1
1. 研究目的、計畫背景、整體構想.....	1
2. 工作內容概述.....	2
3. 計畫成果效益及其應用.....	3
(二) 108(本)年度計畫概述.....	4
1. 本年度工作項目.....	4
2. 預期成果及具體績效.....	9
3. 交付項目.....	10
(三) 計畫工作流程.....	11
二、坡地場址地質調查.....	12
(一) 方法論述.....	12
1. 區域地質調查工作.....	12
2. 地質鑽探.....	12
3. 地表地質調查.....	12
4. 孔內試驗.....	13
5. 地電阻剖面法.....	25
6. 主動/被動表面波震測法.....	29
7. 室內土壤與岩石試驗.....	37
8. 岩體透水係數推估.....	37
(二) 成果解釋.....	39
1. 區域地質調查工作.....	39
2. 地質鑽探.....	50
3. 地表地質調查.....	58
4. 孔內試驗.....	66
5. 地電阻剖面法.....	79

6. 主動/被動表面波震測法	90
7. 室內土壤與岩石試驗	92
8. 岩體透水係數推估	94
(三) 地質模型綜合判釋	97
三、三維水文地質模型建立及驗證	98
(一) 三維水文地質概念模型建立	98
1. 數值模式網格設定	99
2. 地下分層劃分	100
3. 邊界及初始條件設定	101
4. 水文地質參數設定	102
5. 三維地下水流模式建置	104
(二) 三維地下水流場分析	106
1. 三維地下水流模式建置及 HydroGeoSphere 模式之介紹	106
2. 三維地下水流模式參數率定與驗證及地下水流場分析	110
四、三度空間坡地活動性評估系統建置	115
(一) 方法論述	115
1. 地表量測	115
2. 地下觀測系統建置	117
3. 地動觀測系統	127
(二) 監測資料成果	144
1. 地表量測	144
2. 地下觀測系統建置	149
3. 地動觀測系統	155
4. 梵梵場址地動成果綜合解釋	166
五、動態水文條件下之破壞力學研析	168
(一) 研析方法論述	168
1. 淺層不飽和行為及滑動機制	168
2. 深層重力變形行為及滑動機制	172
3. 常用山崩數值模擬程式評析	176
4. 坡體破壞影響範圍評估	180
5. 案例研究與分析流程	181
(二) 案例成果研析	183
1. 二維水文地質概念模型建立	183

2. 穩定性評估及情境模擬	185
3. 山崩門檻值初探	187
4. 重力變形引致之潛變分析	190
5. 破壞情境模擬下坡影響範圍	196
六、車心崙場址持續觀測及回饋分析	203
(一) 背景概述	203
(二) 車心崙場址持續觀測成果	205
1. 地表觀測成果	205
2. 地下觀測成果	207
3. 地動觀測成果	211
4. 車心崙場址地動成果綜合解釋	226
(三) 車心崙場址三維地下水流模式回饋分析	227
1. 數值模式網格設定	228
2. 地下分層劃分	228
3. 邊界及初始條件設定	229
4. 水文地質參數設定	231
5. 三維地下水流場分析	233
(四) 車心崙場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析	243
1. 二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式	243
2. B 滑動區回饋分析	245
(五) 車心崙場址山崩門檻值精進研究	251
1. 降雨誘發山崩門檻值探討	251
2. 地震誘發山崩門檻值探討	252
(六) 車心崙場址破壞情境下坡影響範圍精進評估	253
七、計畫成果總述與建議事項	265
(一) 計畫成果總述	265
1. 梵梵場址坡地場址地質調查	265
2. 梵梵場址三維水文地質模型建立及驗證	266
3. 梵梵場址三度空間坡地活動性評估系統建置	266
4. 梵梵場址動態水文條件下之破壞力學分析	268
5. 車心崙場址持續觀測及回饋分析	269
(二) 建議事項	270
1. 震波式大規模崩塌調查技術精進	270

2. 梵梵場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議.....	270
參考文獻.....	279

附錄

- 一、審查意見答覆及處理
- 二、地質鑽探岩芯照片及紀錄
- 三、孔內試驗成果
- 四、室內土壤及岩石試驗

圖目錄

圖 1.2.1-1	本計畫 108 年度計畫範圍	4
圖 1.3-1	本計畫工作流程圖	11
圖 2.1.4-1	孔內攝影調查成果	15
圖 2.1.4-2	平面型弱面與鑽孔斜交呈現之正弦軌跡	15
圖 2.1.4-3	自然電位井測訊號的測錄變化	17
圖 2.1.4-4	鑽孔受泥漿浸污示意圖	18
圖 2.1.4-5	不同地層、岩性及水質的電阻率分布	18
圖 2.1.4-6	自然伽瑪射線強度及粉土與黏土含量關係	19
圖 2.1.4-7	溫度感應器周圍溫度流動示意圖	20
圖 2.1.4-8	熱脈衝式流速儀調查結果	21
圖 2.1.4-9	鑽孔井徑調查結果	22
圖 2.1.4-10	雙封塞水力試驗系統及施作示意圖	23
圖 2.1.4-11	定水頭注水試驗試驗記錄	25
圖 2.1.4-12	封塞水力試驗資料與理論曲線匹配結果	25
圖 2.1.5-1	地電阻影像探測的各種排列方式	26
圖 2.1.5-2	前期車心崙邊坡二維地電阻率影像剖面圖	28
圖 2.1.5-3	地電阻測線規劃	28
圖 2.1.5-4	二維地電阻影像探測法現場施作流程	29
圖 2.1.6-1	表面波震測原理	30
圖 2.1.6-2	表面波震測法震源與受波器位置示意圖	32
圖 2.1.6-3	表面波震測頻散曲線與反算分析	33
圖 2.1.6-4	表面波震測影像法	34
圖 2.1.6-5	現地表面波震測測線規劃圖	35
圖 2.1.6-6	表面波震測子測線施測配置示意圖	35
圖 2.2.1-1	場址之坡度圖	39
圖 2.2.1-2	場址之坡向圖	39
圖 2.2.1-3	場址周圍之各期衛星影像	42
圖 2.2.1-4	民國 65 年航照判釋成果	44

圖 2.2.1-5	民國 74 年航照判釋成果	44
圖 2.2.1-6	民國 82 年航照判釋成果	44
圖 2.2.1-7	民國 94 年航照判釋成果	44
圖 2.2.1-8	民國 105 年航照判釋成果	45
圖 2.2.1-9	坡地災害歷史分布圖	46
圖 2.2.1-10	場址之區域地質圖.....	49
圖 2.2.2-1	地質鑽孔配置圖.....	50
圖 2.2.2-2	鑽孔岩芯柱狀圖.....	53
圖 2.2.2-3	鑽探進尺與地下水位變化關係圖	56
圖 2.2.2-4	D007 梵梵場址水位觀測井井體設計示意圖	57
圖 2.2.3-1	節理位態投影統計圖	58
圖 2.2.3-2	現地調查照片及拍攝位置	60
圖 2.2.3-3	梵梵場址地表地質圖	64
圖 2.2.3-4	場址地質剖面圖.....	65
圖 2.2.4-1	108-D007-1W 鑽孔不連續面分類與位態分布圖	68
圖 2.2.4-2	108-D007-2T 鑽孔不連續面分類與位態分布圖	69
圖 2.2.4-3	108-D007-1W 鑽孔不連續面分類與位態立體投影圖.....	70
圖 2.2.4-4	108-D007-2T 鑽孔不連續面分類與位態立體投影圖	70
圖 2.2.4-5	108-D007-1W 鑽孔層面與裂隙位態比對結果.....	71
圖 2.2.4-6	108-D007-2T 鑽孔層面與裂隙位態比對結果	72
圖 2.2.4-7	108-D007-1W 鑽孔音波反射振幅模擬結果.....	73
圖 2.2.4-8	108-D007-2T 鑽孔音波反射振幅模擬結果	73
圖 2.2.4-9	108-D007-1W 鑽孔孔內井測結果	75
圖 2.2.4-10	108-D007-2T 鑽孔孔內井測結果	76
圖 2.2.5-1	108-D007-ERT-01 地電阻影像剖面法成果圖	81
圖 2.2.5-2	108-D007-ERT-01 自然伽瑪值與 ERT 電阻率圖	82
圖 2.2.5-3	108-D007-ERT-02 地電阻影像剖面法成果圖	84
圖 2.2.5-4	108-D007-ERT-03 地電阻影像剖面法成果圖	85
圖 2.2.5-5	108-D007-ERT-04 地電阻影像剖面法成果圖	86
圖 2.2.5-6	地電阻影像剖面法柵狀成果圖	87

圖 2.2.5-7	地電阻影像剖面法成果推測斷層帶	87
圖 2.2.5-8	地電阻影像剖面法與表面波震測疊合成果圖	89
圖 2.2.6-1	MASW1 剪力波速影像剖面	91
圖 2.2.6-2	MASW3 剪力波速影像剖面	91
圖 2.2.6-3	MASW4 剪力波速影像剖面	92
圖 2.2.6-4	表面波震測影像剖面法	92
圖 2.2.8-1	108-D007-1W 場址地層透水係數隨深度之變化	96
圖 3.1.1-1	D007 梵梵場址數值高程及模擬網格	100
圖 3.1.3-1	D007 梵梵場址日雨量資料	102
圖 3.1.3-2	D007 梵梵場址邊界條件設定	102
圖 3.1.4-1	D007 梵梵場址土壤水分特性曲線分析成果	104
圖 3.1.5-1	D007 梵梵場址現地土壤含水量資料	105
圖 3.1.5-2	D007 梵梵場址鑽孔地下水位與降雨量之分布	106
圖 3.2.1-1	區域水文循環概念模型與數值模擬示意圖	107
圖 3.2.2-1	D007 梵梵場址穩態三維地下水流場及地質剖面飽和度分布	112
圖 3.2.2-2	D007 梵梵場址常時及高水位模擬結果與觀測水位之比較	112
圖 3.2.2-3	梵梵場址常時三維地下水流場之空間分布	113
圖 3.2.2-4	梵梵場址高水位三維地下水流場之空間分布	114
圖 4.1.2-1	TDR 量測系統示意圖	118
圖 4.1.2-2	TDR 量測系統與訊號傳遞接收示意圖	118
圖 4.1.2-3	TDR 變形監測之反射訊號與原理	119
圖 4.1.2-4	TDR 錯動變形量化分析方法	119
圖 4.1.2-5	TDR 剪動監測纜安裝標準流程	121
圖 4.1.2-6	108-D007-2T TDR 監測纜線安裝現況	122
圖 4.1.2-7	108-D007-3T TDR 監測纜線安裝現況	122
圖 4.1.2-8	108-D007-3T 監測儀器箱安裝現場配置	122
圖 4.1.2-9	Decagon 土壤含水量感測器 GS3	123
圖 4.1.2-10	108-D007-3T 淺層含水量監測安裝過程實況	124
圖 4.1.2-11	108-D007-3T 淺層含水量監測安裝完工實況	124
圖 4.1.2-12	水位計安裝示意圖	125

圖 4.1.2-13	Heron dipper logger NANO 自記式水壓計	125
圖 4.1.2-14	Heron dipper logger NANO 自記式水壓計配置示意圖	126
圖 4.1.2-15	108-D007-1W 水位計安裝過程實況	126
圖 4.1.2-16	108-D007-1W 水位計安裝完工實況	126
圖 4.1.2-17	108-D007-4W 水位計安裝過程實況	127
圖 4.1.2-18	108-D007-4W 水位計安裝完工實況	127
圖 4.1.3-1	寬頻地震儀器 CMG6TD 儀器配置及簡易安裝流程示意圖 ...	129
圖 4.1.3-2	Trillium Compact 寬頻地震儀與 DATA-CUBE3 儀器配置圖 ..	130
圖 4.1.3-3	短週期儀器配置情形	131
圖 4.1.3-4	地聲檢知器儀器配置情形	131
圖 4.1.3-5	時頻圖示意範例，顏色代表 PSD 強度 (dB 相對於 $(m/s)^2/Hz$)	133
圖 4.1.3-6	主動源與被動周遭噪訊源應用於量測坡地內部震波速度變化之 示意圖	134
圖 4.1.3-7	震波速度擾動(dv/v)之物理機制來源示意圖，以 A-B 測站對下方 岩體材料為例	136
圖 4.1.3-8	相對速度變化(dv/v)、地下水位、地表降雨等歷時資料(Mainsant et al., 2012)	136
圖 4.1.3-9	透過拉張法量測震波速度擾動(dv/v)示意圖。黑色波線為 RNCF、灰色波線為單日 NCF。	138
圖 4.1.3-10	剪力波波速擾動對應之不同頻率的敏感深度變化情形 (Obermann et al., 2015)	139
圖 4.1.3-11	(左)震波式土砂監測技術主要地表振動來源示意圖。(右)地表振 動訊號與動態水文參數之關係用以判識振動源為紊流或河床推移質作用。	140
圖 4.2.1-1	梵梵場址單頻 GPS、RTK 與全測站量測測線配置圖	145
圖 4.2.1-2	梵梵場址量測點位之水平分佈圖	146
圖 4.2.1-3	梵梵場址高程差分佈圖	146
圖 4.2.1-4	梵梵場址靜態基線測量點位分佈圖	147
圖 4.2.1-5	梵梵場址靜態基線測量解算偏移量圖	148
圖 4.2.1-6	梵梵場址位移向量圖	148
圖 4.2.2-1	108-D007-2T TDR 監測波形	150
圖 4.2.2-2	108-D007-3T TDR 監測波形	150

圖 4.2.2-3	108-D007-2T 反射係數尖峰值變化歷線	151
圖 4.2.2-4	108-D007-2T 剪動量 (估計值) 變化歷線	151
圖 4.2.2-5	108-D007-3T 土壤體積含水量變化歷線	152
圖 4.2.2-6	108-D007-1W 水位面高程變化逐時曲線圖	154
圖 4.2.3-1	各測站地震儀配置與點位分佈圖	156
圖 4.2.3-2	測站 V01-V03 地聲計、DATA-CUBE3 訊號記錄器配置圖	157
圖 4.2.3-3	測站 V04-V06 地聲計、寬頻地震儀、雨量計、DATA-CUBE3 訊號記錄器配置圖	157
圖 4.2.3-4	參考站 V06 之時頻圖	158
圖 4.2.3-5	場址車心崙與梵梵的最大地動加速度值分布	159
圖 4.2.3-6	108-D007 梵梵場址測站 V02 之 NAFs 與雨量資料。水平虛線為 TDR 發生剪動的時間區段。黑色實線為參考 NAF 函數	160
圖 4.2.3-7	108-D007 梵梵場址測站 V02 之表面波頻率之深度敏感度分析結果	161
圖 4.2.3-8	108-D007 梵梵場址測站 V01 之表面波頻率之深度敏感度分析結果	162
圖 4.2.3-9	108-D007 梵梵場址測站 V03 之表面波頻率之深度敏感度分析結果	162
圖 4.2.3-10	108-D007 梵梵場址測站 V02 相對震波速度(dv/v)成果	164
圖 4.2.3-11	108-D007 梵梵場址測站 V01 相對震波速度(dv/v)成果	165
圖 4.2.3-12	108-D007 梵梵場址測站 V03 相對震波速度(dv/v)成果	165
圖 4.2.3-13	剪動深度評估成果	166
圖 5.2.1-1	D007 梵梵場址地表地質圖及分析剖面	183
圖 5.2.1-2	D007 梵梵場址水文地質概念模型	185
圖 5.2.2-1	各情境穩定性評估分析成果	186
圖 5.2.2-2	穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體	187
圖 5.2.3-1	降雨誘發山崩情境設定示意圖	188
圖 5.2.3-2	降雨誘發山崩門檻值曲線	188
圖 5.2.3-3	地震誘發山崩情境設定示意圖	189
圖 5.2.3-4	地震誘發山崩門檻值曲線	189
圖 5.2.4-1	分析網格示意圖	191

圖 5.2.4-2	分析地層分布示意圖	191
圖 5.2.4-3	分析地層初始應力分布圖	192
圖 5.2.4-4	常時水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖	192
圖 5.2.4-5	高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖	193
圖 5.2.4-6	D007 梵梵場址邊坡潛變分析(目前狀況)之水平位移分布圖..	194
圖 5.2.4-7	D007 梵梵場址邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖.....	194
圖 5.2.4-8	108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 斷面推估潛變位移變化圖	195
圖 5.2.4-9	D007-1W、D007-2T、D007-3T 孔口推估潛變位移隨時間變化圖	195
圖 6.1-1	D008 車心崙場址地表地質圖.....	204
圖 6.2.1-1	車心崙場址量測測線配置圖。	205
圖 6.2.1-2	車心崙北段場址量測點位之水平分佈圖。	206
圖 6.2.1-3	車心崙南段場址量測點位之水平分佈圖。	206
圖 6.2.2-1	107-D008-2T TDR 監測波形.....	207
圖 6.2.2-2	107-D008-3WT TDR 監測波形.....	208
圖 6.2.2-3	107-D008-3WT 土壤體積含水量變化曲線圖	209
圖 6.2.2-4	107-D008-3WT 水位面高程變化逐時曲線圖	210
圖 6.2.2-5	107-D008-4W 水位面高程變化逐時曲線圖.....	211
圖 6.2.3-1	車心崙場址寬頻地震站 107-D008-V03 時頻圖.....	212
圖 6.2.3-2	車心崙場址各測站之時頻圖，紅色框為颱風期間地動訊號頻譜密度強度分佈	213
圖 6.2.3-3	車心崙場址 107-D008-V01 測站之時頻圖與清水溪橋的水位歷時資料	214
圖 6.2.3-4	震波式土砂監測技術成果範例(a) 逐時 PSD 與水位之關係、(b) 遲滯現象分析、(c)灰色階實線、藍色實線與藍色虛線分別為觀測及理論頻譜曲線、(d) 逐時單寬底床載反演結果	216
圖 6.2.3-5	車心崙場址 107-D008-V01 測站(V01 為寬頻地震站、V01G 為地聲計)之時頻圖與清水溪橋的水位歷時資料	217
圖 6.2.3-6	車心崙場址震度 3 的三軸向地動加速度振幅值	218
圖 6.2.3-7	107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 RNCF 函數.....	219

圖 6.2.3-8 107 年度車心崙場址 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 5-15 Hz 每日 NCFs，NCF 訊號振幅值由每日最大振幅值進行正規化，相對訊號振幅強度如顏色所示。黑色波線為全部有效 NCFs 進行線性疊加計算求得 RNCF。右側為雨量歷時資料 220

圖 6.2.3-9 108 年度車心崙場址 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 5-15 Hz 每日 NCFs，4-8 秒時間窗口 220

圖 6.2.3-10 107-108 年度車心崙場址 107-D008-V04 2-6 Hz、6-10 Hz 每日 NAFs，NAF 訊號振幅值由每日最大振幅值進行正規化，相對訊號振幅強度如顏色所示。黑色波線為全部有效 NAFs 進行線性疊加計算求得 RNAF。右側為雨量歷時資料 222

圖 6.2.3-11 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之震波速度擾動(dv/v 、菱形符號)歷時變化，藍色直方圖為每日累積降雨、灰色為地下水位 223

圖 6.2.3-12 107-D008-V04 不同頻段範圍之震波速度擾動(dv/v 、菱形符號)歷時變化。藍色直方圖為每日累積降雨、灰色為地下水位 224

圖 6.2.3-13 寬頻與地聲計之訊號比較: (a) 點為分布圖、(b)頻譜圖、(c)帶通濾波之地震訊號及(d)參考自相關函數 225

圖 6.3-1 D008 車心崙場址三維地下水流分析模式之分析流程圖 227

圖 6.3.1-1 D008 車心崙場址數值高程及模擬網格 228

圖 6.3.2-1 D008 車心崙場址地下分層設定及各分層剖面圖 229

圖 6.3.3-1 車心崙日雨量資料 230

圖 6.3.3-2 D008 車心崙場址邊界條件設定 230

圖 6.3.4-1 D008 車心崙場址土壤水分特性曲線分析成果 233

圖 6.3.5-1 現地土壤含水量監測現況 234

圖 6.3.5-2 車心崙場址 107-D008-3WT 鑽孔地下水位與降雨量之分布 .. 234

圖 6.3.5-3 D008 車心崙場址透水係數各分層之分布圖 236

圖 6.3.5-4 車心崙場址完成率定之三維地下水流場空間分布 237

圖 6.3.5-5 透水係數改變對地下水位及土壤含水量之影響 237

圖 6.3.5-6 孔隙率改變對地下水位及土壤含水量之影響 238

圖 6.3.5-7 比蓄水係數改變對地下水位及土壤含水量之影響 238

圖 6.3.5-8 土壤水分特性曲線參數 α 改變對地下水位及土壤含水量之影響 239

圖 6.3.5-9 土壤水分特性曲線參數 n 改變對地下水位及土壤含水量之影響 239

圖 6.3.5-10	D008 車心崙場址 107-D008-3WT 鑽孔地下水位模擬成果 ..	240
圖 6.3.5-11	車心崙場址不同時間地下水流速及流向之空間變化情形	241
圖 6.3.5-12	車心崙場址三維土壤含水量不同時間及空間之分布與變化	242
圖 6.4.1-1	二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析流程圖.....	245
圖 6.4.2-1	D008 車心崙場址之水文地質模型	246
圖 6.4.2-2	D008 車心崙場址地下水位擬合成果	247
圖 6.4.2-3	D008 車心崙場址淺層土壤含水量擬合比對圖	248
圖 6.4.2-4	D008 車心崙場址淺層土壤含水量擬合趨勢圖	248
圖 6.4.2-5	D008 車心崙場址潛在滑動塊體安全係數 FS 變化.....	250
圖 6.4.2-6	地震情境穩定性評估分析成果	251
圖 6.5.1-1	D008 車心崙場址降雨誘發山崩門檻值曲線	252
圖 6.5.1-2	D008 車心崙場址地震誘發山崩門檻值曲線	252
圖 6.6-1	D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)	256
圖 6.6-2	D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)	257
圖 6.6-3	D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖 (定床)	257
圖 6.6-4	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)	259
圖 6.6-5	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)	260
圖 6.6-6	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖 (定床)	260
圖 6.6-7	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬歷程圖(動床)	262
圖 6.6-8	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬堆積圖(動床)	263
圖 6.6-9	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖 (動床)	263
圖 6.6-10	D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 定床與動床數值模擬影響 範圍比較圖	264

表目錄

表 1.1.2-1	滾動式檢討工作項目	2
表 2.1.4-1	各種孔內試驗調查目的及限制	14
表 2.1.4-2	封塞水力試驗方法簡介及優缺點比較	24
表 2.1.4-3	封塞水力試驗適合施作之地質條件	24
表 2.1.6-1	地物探測技術與探測所得資訊	36
表 2.1.7-1	岩石與土壤之相關室內試驗項目及產出	37
表 2.2.1-1	英士聚落周邊重大災害歷史表	45
表 2.2.2-1	D007 梵梵場址水位觀測井建置資訊	57
表 2.2.4-1	孔內岩體裂隙位態調查範圍	66
表 2.2.4-2	孔內岩體裂隙位態調查成果	71
表 2.2.4-3	108-D007-1W 鑽孔封塞水力試驗結果	78
表 2.2.5-1	地電阻影像面法測線資訊	79
表 2.2.5-2	露頭電阻率量測	81
表 2.2.7-1	D007 梵梵場址室內試驗成果彙整表	93
表 2.2.8-1	108-D007-1W 場址現地封塞試驗成果與推估模式成果之比較	95
表 3.1.4-1	D007 梵梵場址土壤水分特性曲線參數之分析成果	103
表 3.1.4-2	D007 梵梵場址模式參數之初始設定	104
表 3.2.2-1	D007 梵梵場址模式參數之率定值	110
表 5.1.3-1	常用數值模擬軟體與其適用條件一覽表	178
表 5.2.1-1	D007 梵梵場址簡化地層參數表	184
表 5.2.2-1	邊坡穩定性評估成果表	186
表 5.2.5-1	D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境	198
表 5.2.5-2	D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表	198
表 6.1-1	D008 車心崙場址簡化地層參數表	204
表 6.2.3-1	震波式水砂監測物理模式的輸入參數	214
表 6.3.4-1	D008 車心崙場址土壤水分特性曲線參數之分析成果	231
表 6.3.4-2	D008 車心崙場址模式參數之初始設定	232
表 6.3.5-1	D008 車心崙場址模式參數之率定值	236

表 6.4.2-1	D008 車心崙場址模式率定成效.....	249
表 6.4.2-2	D008 車心崙場址率定後簡化地層參數	249
表 6.4.2-3	D008 車心崙場址邊坡穩定性評估成果表	251
表 6.6-1	D008 車心崙場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境	254
表 6.6-2	D008 車心崙場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表	254

一、計畫概述

(一) 整體計畫概述

1. 研究目的、計畫背景、整體構想

(1) 研究目的

經濟部中央地質調查所於 99-104 年度執行「國土保育之地質敏感區調查分析計畫」，利用空載光達(LiDAR)已完成測製全島高精度數值地形，並參考崩塌微地形特徵，判釋潛在大規模崩塌呈現的重力變形邊坡特徵。國內其他坡地崩塌防災權責分工單位，如水保局、林務局也投入幅員廣大之崩塌特徵判釋、崩塌潛勢評估、崩塌地監測、崩塌地影響範圍，以及後續保全管理維護等相關規範研擬，至今已有部分具體成效。經濟部中央地質調查所則將聚焦於細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術與物理變形模式及機制之研究發展。

(2) 計畫背景

根據國內外研究，坡地崩塌大部分為外在因素所誘發，如降雨或地震，其中降雨與誘發山崩之關係，在多種降雨門檻模式中被推估應用；然而大部分之情況下，因缺少山區微地形之變化、地表植生狀況、現地降雨入滲及水文條件等掌握，仍然無法了解何種機制會造成特定區位之邊坡產生快速運動行為。近年研究已在邊坡重力變形之類型及發生機制有所突破；若產生深層滑動，則滑動面附近之材料變形或破壞行為也可進一步試驗及模擬；而入滲水或地下水對於坡體穩定性之影響，亦為了解變形及破壞機制之基本問題。

因此本計畫擬定三維水文地質模型調查及三度空間變形觀測為重點方向。三維水文地質模型為在高解析度之地形條件下，進行整體坡地之穩態及暫態地下水流場分析。三度空間變形觀測則包含空中、地表及地下分層各種背景數據及變形觀測資料收集。經由進一步將空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式結合，探討建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。

(3) 整體構想

本計畫為 5 年期研究計畫，預計以年度為單位，每年指定 1 處潛在大規模崩塌區位進行場址調查觀測及變形機制分析，並經由滾動修正各年工作流程及方法，預計可針對降雨引致坡地失穩之條件有更細緻之掌控，並完成坡地場址地質調查與變形破壞模式分析。

2. 工作內容概述

本計畫工作內容主要分為以下五大主軸，包括：(1) 坡地場址地質調查、(2) 三維水文地質模型建立及驗證、(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置、(4) 動態水文條件下之破壞力學分析、(5) 車心崙場址持續觀測及回饋分析等工作。根據過去兩年計畫成果及今年度(108)計畫場址特性，滾動修正部分工作方法及數量如表 1.1.2-1 所示。茲摘錄各項工作內容如下：

表 1.1.2-1 滾動式檢討工作項目

Table 1.1.2-1 Review work items

待釐清問題	工作項目	調整建議
牛鬥斷層影響	地質鑽探取樣工作	<ul style="list-style-type: none"> ● 參照可能傾角變化進行鑽探配置 ● 鑽探總深度增加 20 公尺，總計 320 公尺
封塞水力試驗侷限性	岩體透水係數推估	<ul style="list-style-type: none"> ● 新增「岩體透水係數推估模式」工項 ● 配合鑽探及封塞水力試驗推估地層連續透水係數
	封塞水力試驗	<ul style="list-style-type: none"> ● 由 2 孔調整為執行 1 孔封塞水力試驗
孔內速度井測調查成效有限	孔內速度井測調查	<ul style="list-style-type: none"> ● 適用於探查深部完整岩層資訊，本計畫挑選場址均屬地質破碎且地下水系統複雜 ● 刪除速度井測調查及相關擴孔費用 ● 地層剪力波速改由「主動/被動表面波震測法」獲取
折射震測法成效有限	折射震測法	<ul style="list-style-type: none"> ● 現場施測人工震源能量無法順利傳遞，導致測深不足 ● 刪除折射震測法，由「主動/被動表面波震測法」取代
	主動/被動表面波震測法	<ul style="list-style-type: none"> ● 取代「孔內速度井測調查」、「折射震測法」工項 ● 可獲得較深地層剪力波速訊息之表面波震測進行
地震站數量有限	地動觀測系統建置	<ul style="list-style-type: none"> ● 除保留一處寬頻地震儀外，其餘改以地聲計取代 ● 地震站數量增加至 6 站 ● 測試相關技術應用於大規模崩塌地之適用性
山崩門檻值初探及精進研究	山崩門檻值初探	<ul style="list-style-type: none"> ● 破壞力學分析新增「山崩門檻值初探」工項
	山崩門檻值精進研究	<ul style="list-style-type: none"> ● 持續觀測及回饋分析新增「山崩門檻值精進研究」工項

(1) 坡地場址地質調查

工作內容包含：(a) 地表地質調查、(b) 地質鑽探及取樣、(c) 孔內試驗、(d) 地電阻剖面法、(e) 主動/被動表面波震測法、(f) 室內試驗、(g) 岩體透水係數推估等。

(2) 三維水文地質模型建立及驗證

工作內容包含：(a) 三維水文地質概念模型建立、(b) 三維地下水流模式參數率定與驗證、(c) 三維地下水流場分析等。

(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置

工作內容包含：(a) 地表變位量測、(b) 地下觀測系統建置、(c) 地動觀測儀器建置等。

(4) 動態水文條件下之破壞力學分析

工作內容包含：(a) 二維水文地質概念模型建立、(b) 穩定性評估及情境模擬、(c) 重力變形引致之潛變分析、(d) 山崩門檻值初探、(e) 破壞情境下坡影響範圍評估、(f) 基地地質調查及地質安全評估報告等。

(5) 車心崙場址持續觀測及回饋分析

工作內容包含：(a) 車心崙場址持續觀測、(b) 車心崙場址三維地下水流模式回饋分析、(c) 車心崙場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析、(d) 車心崙場址山崩門檻值精進研究、(e) 車心崙場址破壞情境下坡影響範圍精進評估。

3. 計畫成果效益及其應用

本計畫預期透過各項細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術與物理變形模式及機制之研究發展，將可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討、建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。計畫成果除有助於提升坡地各項調查觀測及數值評估技術外，並參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定撰寫「基地地質調查及地質安全評估報告」，並研提修正建議。

(二) 108(本)年度計畫概述

1. 本年度工作項目

本計畫 108(本)年度之坡地場址為宜蘭縣大同鄉，崩塌地編號為 D007 梵梵崩塌地。工作內容為：

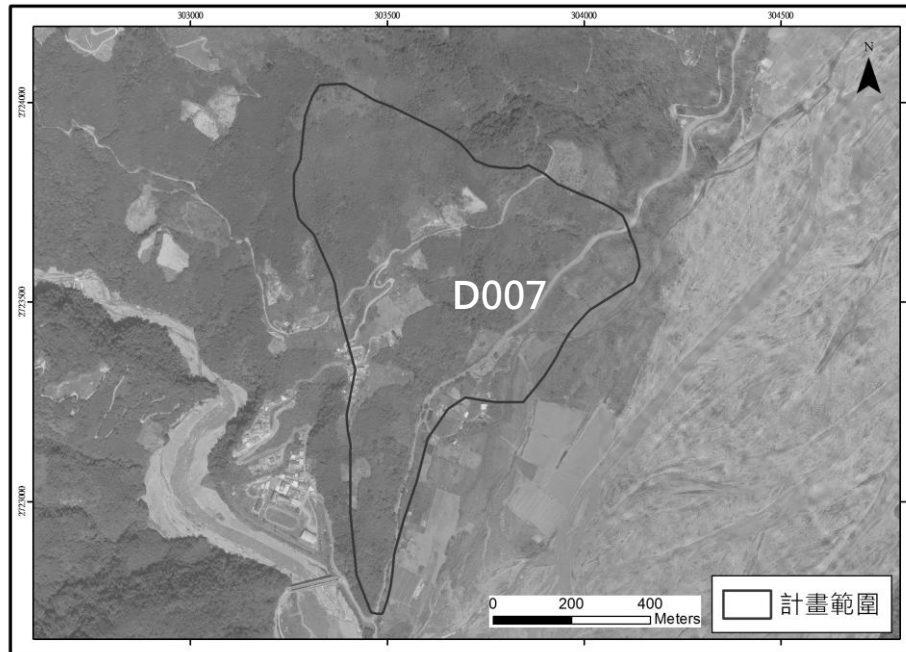


圖 1.2.1-1 本計畫 108(本)年度計畫範圍

Figure 1.2.1-1 Scope of the plan for 2019

(1) 坡地場址地質調查

本場址之區域調查與細部調查之工作，係參考地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊之調查項目要求(以下簡稱調查評估手冊)，附加上建立水文地質模型之調查工作，而有關地質鑽探，地球物理探查等主要調查工作，則將與經濟部中央地質調查所討論規劃配置後始得施作。各分項工作分述如后。

A. 地表地質調查

調查範圍內數值地形，已申請使用 1 公尺高解析度之 DEM 地形資料，進行細部崩塌特徵之判釋工作。地質圖資比例尺規格、歷史崩塌及雨量資料收集、現地調查成果呈現，將參閱調查評估手冊。另以最近期航拍影像判釋現地狀況。

B. 地質鑽探及取樣

搭配地電阻剖面法、表面波震測法，於調查範圍內，不同崩塌塊體及崩塌區位完成 4 孔地質鑽探，總長度達 320 公尺。本團隊自行準備岩心箱及堆放用棧板，鑽探之岩心採 HQ 旋鑽連續取樣方式施工，鑽探日報將每天記錄上、下工水位、迴水情形及施工期間驟變之水位，有關鑽探取樣及岩心紀錄等相關規定，係參閱調查評估手冊。

C. 孔內試驗

上述鑽孔擇 2 孔進行完整井深之全井地球物理井測，施測項目至少包括自然電位、自然伽瑪、長短距電阻率、波速孔隙率、孔內超音波攝影、地下水流速及流向量測等，其中擇 1 深孔進行封塞水力試驗(獲取水平向透水係數)。此外亦需搭配岩心進行裂隙及不連續面之判別分析。

D. 地電阻剖面法

為探討三維地下岩層、地下水分布，本計畫進行 4 條剖面，總長超過 1,300 公尺，測深至少達 50 公尺。

E. 主動/被動表面波震測剖面法

為獲得較深地層之剪力波速訊息，採用主動/被動表面波震測進行調查。本計畫進行 3 條剖面，總長超過 500 公尺。

F. 室內土壤及岩石試驗

參考前述各大項工作，進行所需之土壤及岩石各項室內試驗。

G. 岩體透水係數推估

透過現地試驗資料，建立影響因子及岩體指標與現地所量測之透水係數之關聯性，來確認所採納因子與各指標的可靠度，接續利用迴歸分析技術，建立岩屑層與裂隙岩體滲透性推估模式，獲取垂直空間水文地質參數之變異性，以提供模式分析所需之基本關鍵資料。

(2) 三維水文地質模型建立及驗證

A. 三維水文地質概念模型建立

將以工作項目一中之水文地質調查成果，來建立三維分層及水文地質概念模式，若地表地質初步判釋有數個潛在變形區塊時，將針對重點區域進行水文邊界劃分。

B. 三維地下水流模式參數率定與驗證

為確保模式之準確度與正確性，在模擬過程中輸入降雨條件作為入滲邊界，模擬每一時階之地下水位與土壤含水量之變化，並與實際監測資料進行比對分析，以完成模式率定與驗證工作

C. 三維地下水流場分析

利用公式推算或數值模擬軟體，建立研究區域淺層之水文地質數值模型，模型網格大小需測試估計值與觀測值之吻合度，模擬飽和及非飽和層之三維地下水流場，並設計以地層含水量之量測或分層地下水位觀測，進行地下水滲流造成之飽和度改變，以及優勢水流路徑分析等穩態及暫態模式分析。

(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置

A. 地表量測

本場址已於 106 年度運用簡易單頻 GPS 連續站進行地面位移觀測(現有簡易 9 組 GPS 站及 1 組雨量站由經濟部中央地質調查所持續維護觀測)。本計畫搭配即時動態定位系統(RTK)進行率定，本年度須進行 5 次現地量測(跨越汛期)，量測總長度超過 300 公尺，就地表變位情況進行觀測所關注之塊體，並搭配全測站測量，跨汛期前後各施作 1 次(共至少 2 次)，提升地表變位量測精度。另選取至少三處地動感震器位置，利用 GPS 至少進行 5 次單點紀錄，配合單頻 GPS 連續站資料，進行靜態基線計算，將可提升解算單點精度與 RTK 基地的絕對位置。

B. 地下觀測系統建置

地下觀測至少包含滑動面觀測系統(如測傾管、光纖量測、TDR 量測或其他方式)、淺層土壤含水量觀測系統、地下水位觀測井(視調查結果評估分層觀測之可能性及建議深度)及自記式水壓計裝設等，目的為率定三維水文地質模式以及記錄未來變化值。

C. 地動觀測儀器建置

本計畫在坡地場址內部安裝 5 組地聲計(Geophone, G)與場址外圍寬頻地震儀(Broadband Seismometer, BB)1 組，共計 6 組三軸向地動感震器，其中地聲計須配合省電型震波資料紀錄器使用。各紀錄器以高頻取樣率記錄連續地動訊號(頻段須至少包含 1-50 Hz)及進行基礎分析

(訊號須轉成速度值以及 sac 格式，並提供能讀取波形、濾波器及時頻分析之程式碼，針對特殊事件紀錄進行時頻分析、雙站地震儀交互相關分析函數、地表噪訊之時序分析)。儀器擺放及記錄時間至少須跨汛期且 3 個月以上。並探討地震儀應用於坡地監測之相關成效，包含崩塌地面上環境振動特性、地下震波速度變化與地下水位及地中位移之關聯性、坡地上地震訊號特徵。

(4) 動態水文條件下之破壞力學分析

坡地在降雨入滲歷程中會導致地中含水量增加、孔隙水壓或地下水位之變化，進而產生坡體變形或破壞行為。因此本工作由前項工作建立二維水文地質模型後，需考量降雨入滲條件及變形破壞力學，建構坡地動態水文及力學之分析程序，並探討動態水文條件下坡地可能之破壞機制及行為。

A. 二維水文地質概念模型建立

以工作項目一中之水文地質調查成果，來建立二維分層及水文地質概念模式(除參照三維水文地質概念模型外，依實際調查狀況將不同岩性之岩盤進行區分)。

B. 穩定性評估及情境模擬

以模式推估或文獻探討，釐清未飽和地層在動態水文條件下發生淺層崩塌之降雨及水文條件，探討情境包含常時、高水位及地震等三種情境。

C. 重力變形引致之潛變分析

以模式推估或文獻探討，釐清深層重力變形體之變形行為及潛在滑動面之剪滑動機制，並探討其與滑動面觀測變位之關聯性。

D. 山崩門檻值初探

以前述分析成果為基礎，逕行給定不同水位高程或地震力條件，用以探討降雨或地震誘發山崩之機制，進而概估降雨及地震誘發山崩門檻值。

E. 破壞情境下坡影響範圍評估

本計畫經破壞模式評估後，進行破壞情境模擬，探討不同降雨或地震條件下可能造成之邊坡破壞型態，並以動畫展示塊體崩塌後之可能影響範圍。

F. 基地地質調查及地質安全評估報告

彙整本計畫調查與評估成果，參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定撰寫「基地地質調查及地質安全評估報告」，並研提修正建議。

(5) 車心崙場址持續觀測與回饋分析

A. 車心崙場址持續觀測

本年度於颱風汛期前後各進行一次 RTK 及全測站測量與分析，持續維運地下觀測系統(水位、含水量及地中位移)與地動觀測網(環境振動訊號時頻分析、雙站交互相關函數分析、地震訊號特徵分析)。

B. 車心崙場址三維地下水流模式回饋分析

本年度配合車心崙持續維運的淺層含水量、地下水位資料進行三維地下水流模式驗證、率定及回饋分析。

C. 車心崙場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析

本年度配合車心崙持續維運的淺層含水量、地下水位及地中變位資料進行二維穩定性評估模式驗證與率定及情境模擬回饋分析。

D. 車心崙場址山崩門檻值精進研究

以前述分析成果及車心崙持續維運觀測資料為基礎，透過二維降雨入滲-地下水滲流-穩定性評估程序，探討降雨或地震誘發山崩之機制，進而精進評估降雨及地震誘發山崩門檻值。

E. 車心崙場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

配合前述分析成果，修正不同降雨或地震條件下可能造成之邊坡破壞型態，並以動畫展示塊體崩塌後之可能影響範圍。

2. 預期成果及具體績效

財團法人中興工程顧問社與國立交通大學於計畫執行期間分別完成現地調查、現地觀測與室內試驗及分析等工作項目，預期成果及具體績效條列如下：

(1) 現地調查

- 參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定辦理地表地質調查
- 至少進行4孔地質鑽探，總長度達320公尺
- 挑選2孔進行完整井深之全井地球物理井測，擇1深孔進行封塞水力試驗
- 進行至少4條地電阻剖面法，總長度達1,300公尺
- 進行至少2條主動/被動表面波震測剖面，總長度達500公尺

(2) 現地觀測

- 進行即時動態定位系統(RTK)量測，至少跨越汛期執行5次以上
- 全測站測量，跨汛期前後各施作1次
- 建置地下觀測系統，觀測項目包含滑動面觀測、淺層土壤含水量觀測、地下水位觀測
- 建置地動觀測系統，布設至少6組地動觀測儀器，記錄時間至少須跨汛期且3個月以上

(3) 室內試驗及分析

- 完成室內土壤及岩石試驗(25組室內試驗)
- 完成1孔之岩體透水係數推估(配合執行封塞水力試驗之探測孔)
- 完成三維水文地質模型建立及驗證，包含三維水文地質概念模型建立、三維地下水流模式參數率定與驗證及三維地下水流場分析
- 完成動態水文條件下之破壞力學分析，包含二維水文地質概念模型建立、穩定性評估及情境模擬、重力變形引致之潛變分析、山崩門檻值初探、破壞情境下坡影響範圍評估
- 完成基地地質調查及地質安全評估報告
- 完成車心崙場址回饋分析，包含車心崙場址三維地下水流模式回饋分析、車心崙場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析、車心崙場址山崩門檻值精進研究、車心崙場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

3. 交付項目

本計畫透過各項細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術、地震學技術與物理變形模式及機制之研究發展，將可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討、建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。本計畫具體產出及交付成果條列如下：

(1) 期中階段

- 坡地場址地質調查成果(包含地表地質調查、地質鑽探、孔內試驗、地電阻剖面、主動/被動表面波震測等)

(2) 期末階段

- 水文地質鑽探之工程地質探勘資料庫檔案
- 室內土壤與岩石試驗成果
- 岩體透水係數推估成果
- 三維水文地質模型建立及驗證成果
- 坡地場址觀測成果(包含地表位移觀測、地中變形觀測、地下水位(壓)觀測、地動訊號觀測)
- 動態水文條件下之破壞力學分析成果
- 車心崙場址持續監測與回饋分析成果
- 基地地質調查及地質安全評估

(三) 計畫工作流程

計畫之工作項目有：(一) 坡地場址地質調查；(二) 三維水文地質模型建立及驗證；(三) 三度空間坡地活動性評估系統建置；(四) 動態水文條件下之破壞力學分析；(五) 車心崙場址持續觀測及回饋分析等，研擬工作流程如圖 1.3-1 所示，詳細內容分述如后。

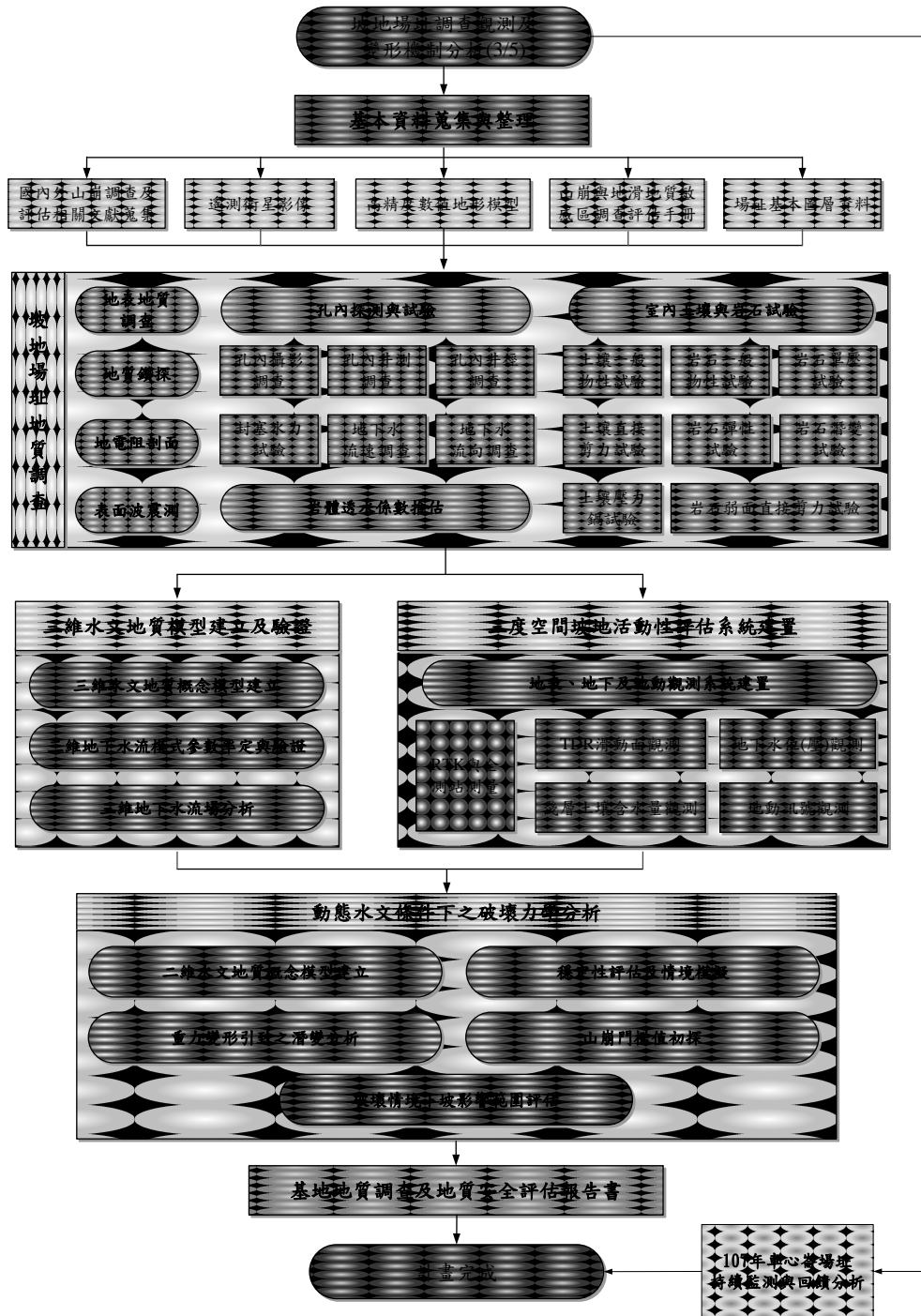


圖 1.3-1 本計畫工作流程圖

Figure 1.3-1 Flowchart of the plan

二、坡地場址地質調查

(一) 方法論述

1. 區域地質調查工作

區域調查的目的為瞭解基地所在及其相鄰邊坡之環境狀況與地質特性，環境狀況包括土地使用狀況、植生狀況、降雨紀錄、水系與蝕溝分布及坡地災害歷史等；地質特性包括：地形、地層分布、地質構造、順向坡特性、山崩與地滑徵兆及不穩定土體或岩體之分布與特性等。

2. 地質鑽探

地質鑽探選址配置，需視現地狀況、構造線分布、可能滑動深度及滑動位置來決定，本計畫係根據現勘成果進行地質鑽探配置。透過水文地質鑽探工作，提供裸孔進行相關的孔內探測與試驗，而經由地質鑽探取樣作業所鑽取之未固結及固結土岩材料，乃採用一定標準化的鑑定方式，以得到具嚴謹且可信度較高的成果。其中，未固結土岩材料之岩心紀錄方式，係根據依地調所制訂之「未固結沉積物之分類及地質鑽探岩心紀錄規範」；若屬固結岩層岩心，則依「工程地質探勘資料庫地質鑽探岩心紀錄規範」為原則進行描述。

本計畫岩心紀錄與資料將以工程地質探勘資料庫 GEO2010 做為主要輸入系統，並設計一適用之岩心紀錄表格，整合的項目包含：(1) 鑽址基本資料(鑽孔編號、坐標、深度、位置等)、(2) 岩性資料(分層名稱、地質圖元、岩類、粒徑、顏色、岩石與土壤描述及沈積特徵描述等)，及(3) 基本物性調查(岩心破裂指數、岩石品質標準(RQD)、標準貫入值(N)、鑽孔水位與迴水率等)。由於鑽孔施作品質影響孔內試驗成果甚鉅，因此本計畫於取樣過程隨時掌握鑽探狀況，包括鑽孔水位變化、進尺速度、迴水狀況、是否添加水泥、皂土或超泥漿而改變地層的透水性，或是記錄過程中是否有破碎帶或剪裂帶造成套管難以提起之情形等。此外，當地層有坍塌之虞時，也會與鑽商妥善溝通採分段進行孔內試驗。

3. 地表地質調查

由地質師進行基地內地質調查，記錄岩石露頭出露狀況及量測岩石不連續面及記錄地質弱面(以下簡稱不連續面)之走向與傾角、分布密度、開口密合程度、有無填充物等，並記錄量測值。並利用露頭岩體的變形或擦痕等，研判不連續面可能的滑動方向。

地表滲水為坡面有水從地層中滲漏之現象，係受岩層特性、水文地質條件、土體或岩體破碎帶等影響；積水窪地為坡面之張裂型地表特徵而蓄水，如正斷層滑落崖，或者是線狀凹地(linear depression)與反斜坡(counterslope)，為深層重力邊坡變形常見之地形特徵。

觀察地形並記錄所在坡面可能重力變形之地形特徵，如崩崖、線狀凹地、反斜坡、側崩崖、坡趾隆起等孕育中的山崩地形特徵；地表物可包括人工設施及排水設施，如道路、擋土牆、水泥或砌石護坡、噴漿、生態護坡、蛇籠、排水渠道、排水溝、截水溝、涵洞、涵管以及排水管等。現場調查應記錄地表物之張力裂縫位置、形式、寬度、移動方向及活躍情形，可推估滑動塊體位置以及可能範圍等。

4. 孔內試驗

由於山坡地岩層存在諸多複雜構造及岩性差異，往往導致所對應的水文地質特性也隨之不同，如能透過孔內試驗來獲取岩層各項水文地質參數，除能釐清場址水文地質的不確定性外，亦可藉以評估坡地的穩定性。孔內水文地質調查係透過不同型式的探測裝置和試驗方法，直接或間接獲知地質構造、岩性分布及裂隙位態、掌握潛在地下水流動路徑、甚至提供鑽探記錄補遺之佐證，是坡地工程調查相當關鍵的核心技術之一。本計畫執行之水文地質試驗調查包含(1)孔內攝影調查；(2)孔內電井測調查；(3)孔內地下水流速與流向調查；(4)孔內井徑調查；(5)封塞水力試驗，所獲得的資料除可掌握場址裂隙岩體之水力參數，岩層的層次分布及邊坡的滑動潛勢外，亦能回饋後續水文地質模式在計算降雨促崩邊坡之穩定分析，試驗之調查目的、限制與解決方式彙整如表 2.1.4-1 所示，茲說明如后。

表 2.1.4-1 各種孔內試驗調查目的及限制

Table 2.1.4-1 Purpose and restrictions of borehole hydrogeological investigation

試驗項目	調查目的	限制及解決方式
孔內攝影調查	利用孔內攝影設備調查岩層破碎程度、裂隙分布、地層細部構造及鑽孔變形預估。	音射式孔內攝影需要水作為訊號傳遞的媒介，且陀螺儀在套管內無法定位因此會干擾影像；光學式孔內攝影需在地下水質清晰的條件下施測。一般係以灌水抬升水位、洗孔或採兩探測儀併行側錄的方式克服，兩者皆需於裸孔施測。
孔內電井測調查	利用井測儀測錄得的物理訊號(自然電位、電阻率、自然伽瑪射線)調查地層岩性分布、地層破碎程度、地層材料強度、透水性及含水層位置。	除了伽瑪射線不受套管及水位影響外，其他訊號皆需於裸孔施測且以地下水來傳遞訊號，水位過低時應採孔頂注水抬升水位的方式行之。
孔內地下水流速流向調查	利用流速儀量測鑽孔垂直流速及流向分布來評估地層滲透性、裂隙連通性，瞭解地下水循環潛勢。	需在裸孔與清晰的地下水條件下施測，施作前應先將孔內皂土或超泥漿等添加劑洗淨。
孔內井徑調查	利用井徑儀量測鑽孔孔徑變化調查地層破碎及膠結程度、協助孔內攝影調查界定破碎帶及空穴位置。	需於裸孔施測，但訊號不受地下水影響。
封塞水力試驗	利用單封塞及雙封塞水力試驗調查鑽孔內地層之裂隙岩體透水係數，瞭解地層的水力傳導能力及蓄水能力。	需在裸孔與清晰的地下水條件下施測，施作前應先將孔內皂土或超泥漿等添加劑洗淨。

(1) 孔內攝影調查

一般在崩塌地水文地質特性之初步調查階段，最傳統的調查方式係透過岩心鑽探資料判斷可能的滑動位置及推論其破壞型態，惟根據鑽探岩心來調查岩體弱面或潛在滑動面之可能位置仍存在以下限制：(1)當鑽探作業中，若造成岩心破碎或無法提取時，即無法了解鑽孔內之地質狀況，然而該區段往往可能是調查的重點區域；(2)不易或無法判斷岩心顯示之弱面為自然形成或為施鑽過程中之機械破壞導致之破裂；(3)對於原本存在的空穴、弱面內寬、易流失之夾心等情形，不易透過岩心檢視得知；(4)岩心箱內鑽孔岩心有無錯置情形不易檢核。為改善上述限制並提供較佳的弱面研判成果，本計畫採用英國 Robertson Geologging (RG)公司發展之音射式孔內攝影儀(high resolution acoustic televiewer, HiRAT)進行孔內裂隙位態調查工作，此調查主要係以孔內攝影儀掃瞄孔壁影像來獲取鑽孔岩層狀況、特殊地質構造、節理及裂隙分布情形，評估岩層破碎程度、裂隙及構造之描述(如圖 2.1.4-1 所示)。調查結果除可檢核鑽探岩心取樣之成果以及補充研究區域

地質資料外，透過裂隙位態的統計分析可進而判釋崩塌地是否屬於順向坡及其破壞模式型態。

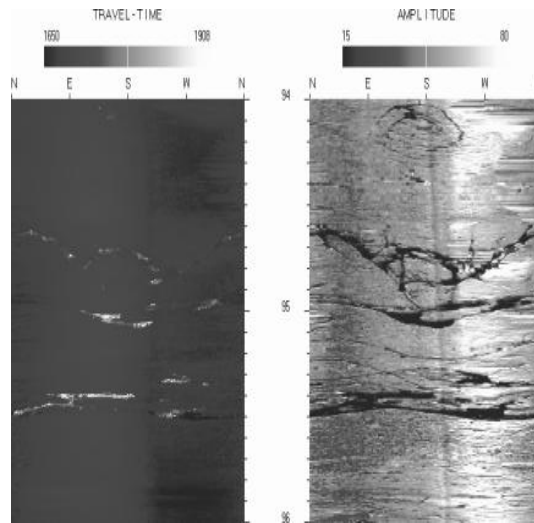


圖 2.1.4-1 孔內攝影調查成果

Figure 2.1.4-1 Borehole images scanned by acoustic and optical televiewer

由於孔內攝影係以直接測錄岩層裂隙或破碎帶的分布，透過內建數位羅盤儀，可用以記錄各探測深度裂隙的位態，當一個平面型弱面與鑽孔斜交時，所呈現的裂隙為一正弦軌跡如圖 2.1.4-2 所示，以垂直鑽孔為例，可將此正弦軌跡表示如下：

$$z = depth + \rho \sin(x - \phi) \tag{2.1.4-1}$$

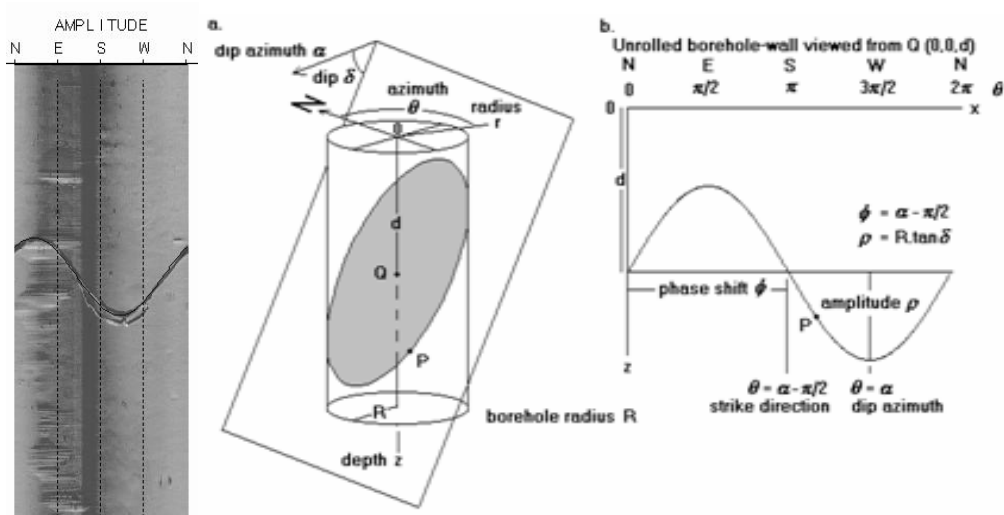


圖 2.1.4-2 平面型弱面與鑽孔斜交呈現之正弦軌跡

Figure 2.1.4-2 Sinusoidal trajectory planar discontinuous oblique to the borehole

上式中存在 3 個待定參數分別為深度、振幅 ρ 及相位角 ϕ ，其中深度用以決定弱面所在之鑽孔深度；振幅 ρ 反應弱面傾角，當傾角愈大，振幅 ρ 愈大。水平弱面之振幅為零，垂直弱面之振幅為無限大。相位角 ϕ 則代表弱面之方位角，以正北方為零度，順時針方向增加。根據上述表示式，即可藉由標示影像中之正弦軌跡，反推求得弱面位態資料。

(2) 孔內電井測調查

孔內電測調查係以地球物理探勘的方式，將各式探測儀置於鑽孔或試驗井中，並在吊放或拉升的過程測錄電阻、自然電位差、放射線強度等來判定地層之特性，其應用早期係以資源探勘為主，近年來，電測也陸續開始投入至地下水、工程地質及岩石力學等相關調查中。本計畫所使用之電測探測儀內含正常態電阻率 (64" 及 16" normal resistivity)、單點電阻 (single-point resistance)、自然伽瑪 (γ) 幅射 (natural gamma radiation)、自然電位 (spontaneous potential) 等，其探測結果隨深度可以柱狀圖的變化曲線表示，可用以界定地層岩性、判斷地層滲水或蓄水層位置、推估地層孔隙及其強度等。茲分述孔內井測施測原理及資料在地質上之判釋如后。

A. 自然電位

自然電位主要是探測儀在井內測錄過程記錄地層電極與固定在地表電極間之電位差，由於地層流體中之鈉離子會由高濃度處向低濃度處擴散，當地層水的鹽分高於鑽井泥漿時，鈉離子會從高鹽度的地層水向低鹽度的鑽孔泥漿擴散而產生自然電位差之變化。自然電位差隨深度變化的曲線稱為 SP 曲線，可藉以判斷地層之岩性及滲透性。由於頁岩的滲透率低，受泥漿滲透(浸污)所造成的離子變化作用較低，因此電位差的變化不大，SP 曲線在測錄圖上成為一條直線，稱為頁岩基線 (shale baseline)。反之，由於砂岩較具滲透性，地層受泥漿浸污所造成的離子變化相對明顯，亦將產生較為顯著之電位差。一般而言，當地層水的鹽分濃度高於泥漿時，砂岩層相對於頁岩層較具負電位，SP 曲線的讀數會向左(即負電位方向)偏移，如圖 2.1.4-3 所示。

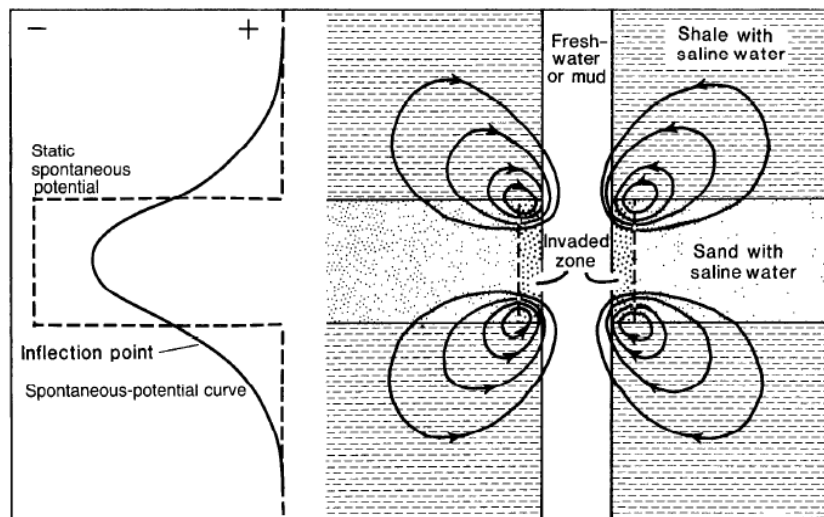


圖 2.1.4-3 自然電位井測訊號的側錄變化 (USGS, 1990)

Figure 2.1.4-3 Response of spontaneous potential of borehole electrical logging

B. 電阻率

電阻率主要是量測探測儀通過不同地層電流極與電位極間之電阻率。本計畫採用之探測儀主要可以量測正常態電阻率(normal resistivity)及單點式電阻(single-point resistance)，正常態電阻率依電流與電位極間距的不同又可分為 16 吋的正短距及 64 吋的正長距，其中正短距是測定鑽孔橫向淺層的地層電阻率，對岩層界面或薄岩層有較佳解析力，然其所測之電阻率往往是泥漿浸污區(invaded zone)或部分浸污區的地層電阻，較無法直接求得地層之真電阻，但可藉由地層浸污的程度來評估；正長距的橫向測定深度較大，所測得的範圍通常可以涵蓋到泥漿未浸污區的區域，其電阻率經校正後較可代表岩層之真正電阻率，但對岩層界面或薄岩層之解析度較差(見圖 2.1.4-4)，因此正長距電阻與正短距電阻的側錄結果通常放於同一欄位進行分析，當地層水與泥漿差異性大時，則會影響兩者間之相互關係，曲線的分離度越高表示岩層孔隙受泥漿浸入作用越明顯，此現象如在相同岩性條件下可用以評估地層的滲透性及孔隙率。單點式電阻則是記錄地層單點與地表接地間之電阻，其對薄層之電阻變化敏感度較高，可提供薄層或較小裂隙構造定位之參考。

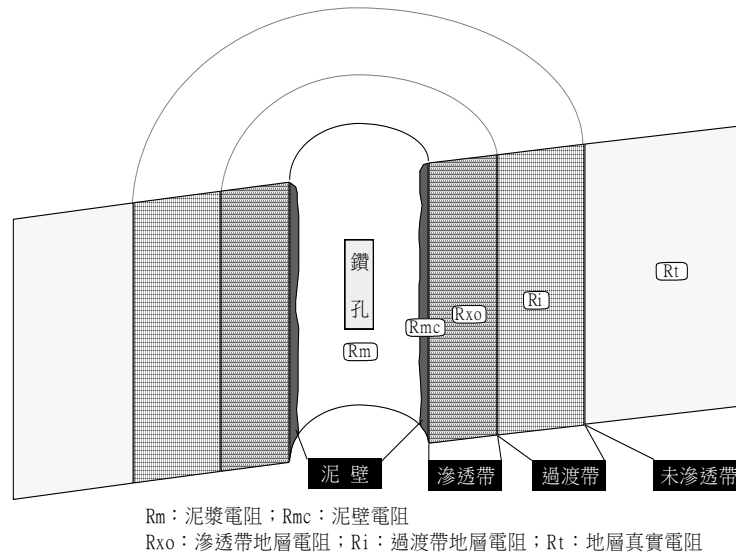


圖 2.1.4-4 鑽孔受泥漿浸污示意圖

Figure 2.1.4-4 Schematic drawing of mud invasion in borehole

一般而言，在相同孔隙水質的條件下，高孔隙率或含黏土量多往往會呈現較低的電阻率；反之，低孔隙率或黏土含量少則會反應出較高之電阻率。此外，電阻率與地層材料的顆粒大小呈正比，因此顆粒較粗的礫石或砂岩會呈現較高之電阻率，而顆粒較細的頁岩或泥岩電阻率則較低，此關係適用於地層岩性之判斷。Palacky(1987)將不同地層、岩性及水質的電阻率分布整理如所示，可做為探測結果比對或判釋的參考依據(圖 2.1.4-5)。

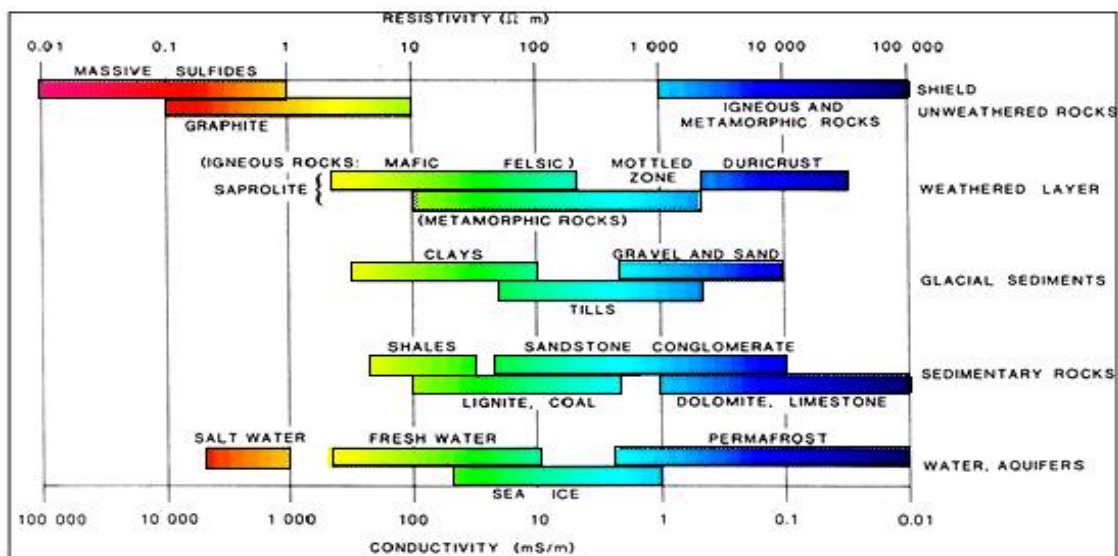


圖 2.1.4-5 不同地層、岩性及水質的電阻率分布(Palacky, 1987)

Figure 2.1.4-5 Resistivity distribution of various type of formation, lithology and fluid

C. 自然伽瑪射線

自然伽瑪射線係以偵測鑽孔內地層釋放的自然伽瑪射線強度，地層中的自然伽瑪放射源主要來自鉀(K-40)、釷(Th-232)或鈾(U-238)等蛻變之放射性元素，顆粒較細的頁岩或泥岩層中之黏土因吸附較多放射性元素，所以伽瑪射線強度較高；反之，砂或礫石層吸附之放射性元素較少，伽瑪射線的強度則相對較低，如圖 2.1.4-6 所示。此外，泥的風化程度會影響伽瑪強度，灰色新鮮泥之伽瑪強度會較黃棕色風化泥為高，而砂或礫石的成分亦會影響伽瑪強度值，板岩質砂或礫石往往會比石英質砂或礫石還要高。就水文地質觀點而言，井測之伽瑪值高表示地層含黏土量高，可判定為低透水性之頁岩或泥岩層；相反的，伽瑪值低表示地層含黏土量少，可能為透水性較佳之砂岩層。因此根據自然伽瑪射線的偵測結果，可用以界定砂岩及頁岩層之分布並進而判定地層之透水性。

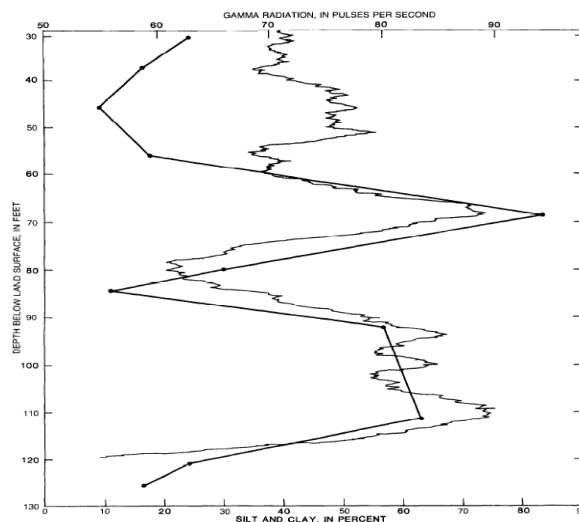


圖 2.1.4-6 自然伽瑪射線強度及粉土與黏土含量關係

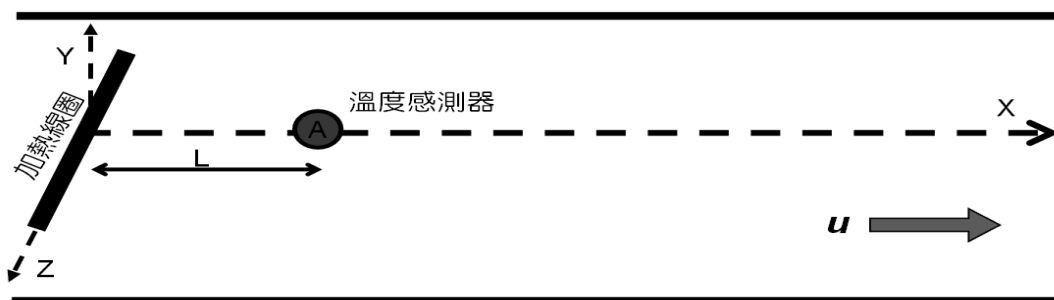
Figure 2.1.4-6 Relationship between natural gamma radiation and silt and clay content

(3) 孔內地下水流速與流向調查

地層之透水性為地下水資源不可獲缺之調查項目之一，而透過現地試驗的施作，可評估研究區域地層的透水性及地下水流動特性。本計畫使用熱脈衝式流速儀定點量測鑽孔內地下水流速及垂流向分布，其結果係為鑽探解壓後各個含水層單元間地下水的動態平衡(dynamic equilibrium)反

應，可用以判定地層之滲透性、裂隙連通性、含水層型態及地下水的循環(補注或流出)潛勢等。

熱脈衝式流速儀係利用內部之柵狀發熱線圈發熱以加熱附近流體，由於流體的流動將帶動熱緣產生一向上或向下的運動，而發電圈上下方之熱感應器可偵測其溫度之差異，並以熱脈衝曲線顯示。熱脈衝式流速儀運用急速加熱配合熱感應之原理來量測地下水流速變化，其量測機制可以圖 2.1.4-7 熱脈衝流速儀示意圖說明。

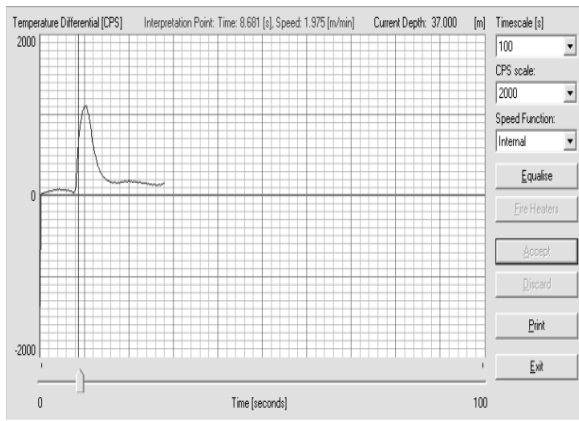


資料來源：本計畫整理

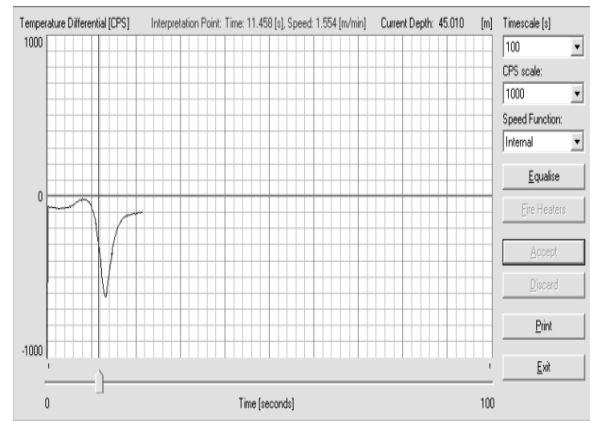
圖 2.1.4-7 溫度感應器周圍溫度流動示意圖

Figure 2.1.4-7 Schematic drawing of heated fluid movement between grid and thermistor

圖 2.1.4-7 中圓點 A 為溫度感測器，L 為加熱線圈(Wire)至溫度感測器之距離，u 為流速而箭頭方向為流向。操作時首先使內部柵狀加熱線圈(Wire)升溫來加熱附近流體，由於流體的流勢將帶動熱源產生沿著 X 軸的熱對流，藉由溫度感測器偵測溫度差異隨時間之變化，亦即熱脈衝曲線，即可換算區段的地下水流速。由於儀器的吊放會在量測區段的水體中產生紊流，因此在量測前需先將探測儀靜置一段時間，待水流穩定、熱感應器與周遭流體溫度達到平衡後方可進行施測；若熱脈衝曲線向上，反應上方熱感應器感應到溫度上升，表示流體向上方流動，反之，若熱脈衝曲線向下，則代表流體向下方流動，如透過溫度差異的傳導時間可計算流速，如圖 2.1.4-8 所示。



(a) 熱脈衝曲線(水流向上)



(b) 熱脈衝曲線(水流向下)

圖 2.1.4-8 熱脈衝式流速儀調查結果

Figure 2.1.4-8 Response of heat-pulse flowmeter measurement (L) upward flow; (R) downward flow

(4) 孔內井徑調查

井徑探測係利用探測儀上之彈簧臂在孔內拉升的過程連續記錄井孔的直徑。一般而言，固結岩層因膠結良好、岩盤完整，故井徑井測通常呈現平緩且一致的結果，其測錄值與鑽孔尺寸相當；反之，於未固結或破碎岩盤測錄時，則多有井徑擴大之情形，因此井徑資料可作為岩層破碎程度判釋之依據(如圖 2.1.4-9)。由於井徑井測可推算鑽孔之截面積及體積，可協助其他井測調查結果的判釋，例如在進行地下水流速調查時可藉由井徑資料換算孔內流體的通量，以修正孔徑不一所造成之誤差，並研判具連通性裂隙位置；如搭配孔內攝影調查可更切確的將開口裂隙所在位置指定，進而計算空穴或破碎帶的體積。此外，地物井測訊號(電阻、自然伽瑪及波速)會受井徑大小影響，因此調查結果亦可協助物理訊號之判釋，提升調查結果的精度。

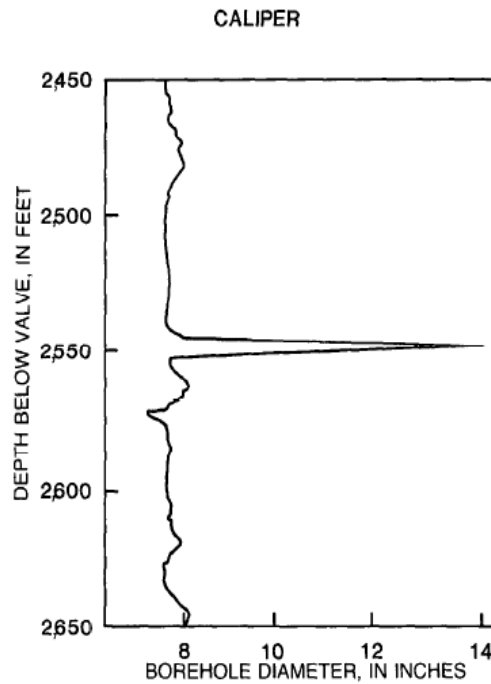


圖 2.1.4-9 鑽孔井徑調查結果

Figure 2.1.4-9 Integration of various borehole diameter profile

(5) 封塞水力試驗

本試驗係參照 ASTM D4630 或 ASTM D4631 之標準試驗方法求取地層之透水係數及蓄水係數，作為水文地質概念模式之建立及地下水流場模擬分析之主要依據。雙封塞試驗係於試驗過程中，利用兩個或多個封塞去分離鑽孔試驗區段(如圖 2.1.4-10 所示)，試驗區段的長度會依據不同試驗目的而不同，封塞可以阻隔一個裂隙或是多個裂隙，甚至整個岩體結構。一般雙封塞水力試驗有四種試驗方法：(A)定流量 (constant-flow tests)；(B)定水頭 (constant-head tests)；(C)微水試驗 (slug tests)；(D)壓力脈衝試驗 (pressure pulse tests)。試驗方法之選擇則依據：(A)試驗區段的水力傳導能力(地質條件)；(B)水文地質參數代表的岩石體積；(C)可支配時間(計畫費用考量)；(D)儀器設備。綜觀四種單井水力試驗方法，本計畫整理各種方法的優缺點比較如表 2.1.4-2，同時整理出各種試驗各自適合施作的地質條件狀況，如表 2.1.4-3 所示。本試驗適用於 HQ 鑽孔(孔徑 98mm)，試驗時應先確認井內是否添加皂土、超泥漿或水泥等添加劑，並確實要求鑽商配合洗孔，試驗過程應有鑽機、鑽探領班及操作人員配合，必要時須在試驗段以上之

孔壁加套管保護，如鑽孔過度破碎有坍塌或孔壁內縮之風險，則需視現場狀況分段施作。

現地水力試驗所得資料可利用現有理論方法解釋現地試驗所紀錄試驗資料，包括壓力或流量的歷時曲線(如圖 2.1.4-11 所示)，藉以計算裂隙岩體含水層水文地質參數，包括透水係數(Hydraulic conductivity, K)及蓄水係數(Storage coefficient, S)。每種理論模式代表水力試驗過程中在某種地質構造條件下可能出現之地下水流動行為，綜觀目前理論模式包含的含水層型態除裂隙含水層外，尚有侷限、自由、滲漏含水層等型態。此外，試驗資料可能隱含孔徑、孔壁和邊界效應之影響，在模式選擇上必需一併考慮，因此試驗資料分析重點在辨識含水層型態及孔徑、孔壁和邊界等效應存在與否。

為分析本計畫現地水力試驗所獲得之試驗資料，本計畫以數值分析程式 (AQTESOLV) 自動進行理論曲線與試驗觀測資料匹配工作，匹配過程係找出某一理論模式與觀測資料具最小誤差，求解過程將以自動化行之，故可迅速利用不同之解析解得到應對水力參數值，取代傳統利用手動之圖解法，如圖 2.1.4-12 所示。

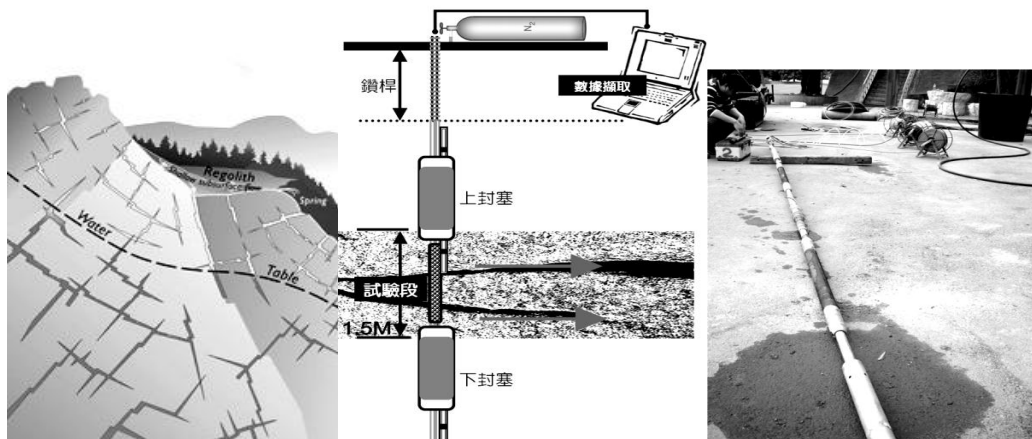


圖 2.1.4-10 雙封塞水力試驗系統及施作示意圖

Figure 2.1.4-10 Schematic drawing of double-packer test equipment

表 2.1.4-2 封塞水力試驗方法簡介及優缺點比較

Table 2.1.4-2 Types of different injection methods for packer test and their advantages and disadvantages

方法種類	方法簡介	方法優缺點比較	
		優點	缺點
定流量試驗	將抽水馬達置入試驗區段，在定量流下將水從試驗區抽出。	所得透水係數可代表較大的試驗岩體。	需知抽水量；在低滲透性岩體，實驗易失敗。
定水頭試驗	在固定水頭下，從測試區間注水。	井徑大小的效應不太影響試驗結果。	所得透水係數代表較小的試驗岩體。
微水試驗	快速的抬升或降低套管的水位，然後觀測水位之恢復行為直到水位到達平衡。	試驗時間短。	所得透水係數代表較小的試驗岩體；如低滲透性岩體及大管徑都導致試驗時間冗長。
壓力脈衝試驗	快速注入一定量水，並施加一額外水壓，然後觀測水位恢復直到水位到達平衡位置。	縮短試驗時間，取代微水試驗。	所得透水係數代表較小的試驗岩體。

表 2.1.4-3 封塞水力試驗適合施作之地質條件

Table 2.1.4-3 Geological conditions suitable for different injection methods of packer test

方法種類	水力試驗合適之地質狀況
定流量試驗	高滲透性含水層
定水頭試驗	最適低滲透性含水層，其他亦可
微水試驗	中及低滲透性含水層
壓力脈衝試驗	非常低滲透性的含水層

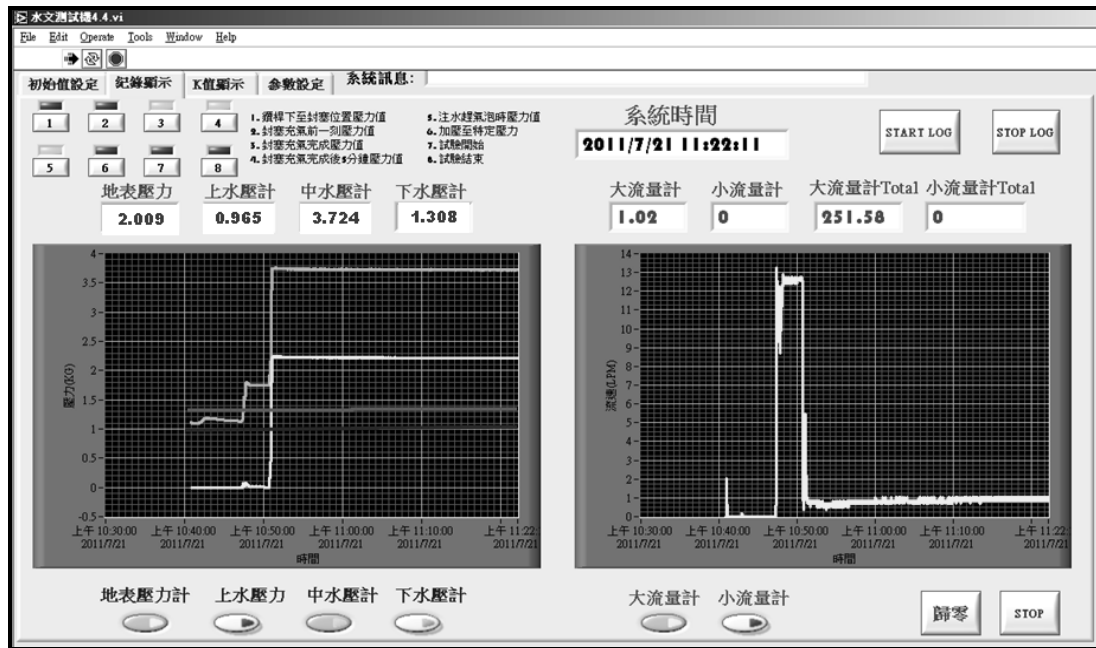


圖 2.1.4-11 定水頭注水試驗試驗記錄(左為壓力歷線、右為流量歷線)

Figure 2.1.4-11 Real-time data of constant head injection test, (L)pressure duration curve; (R)flow rate duration curve

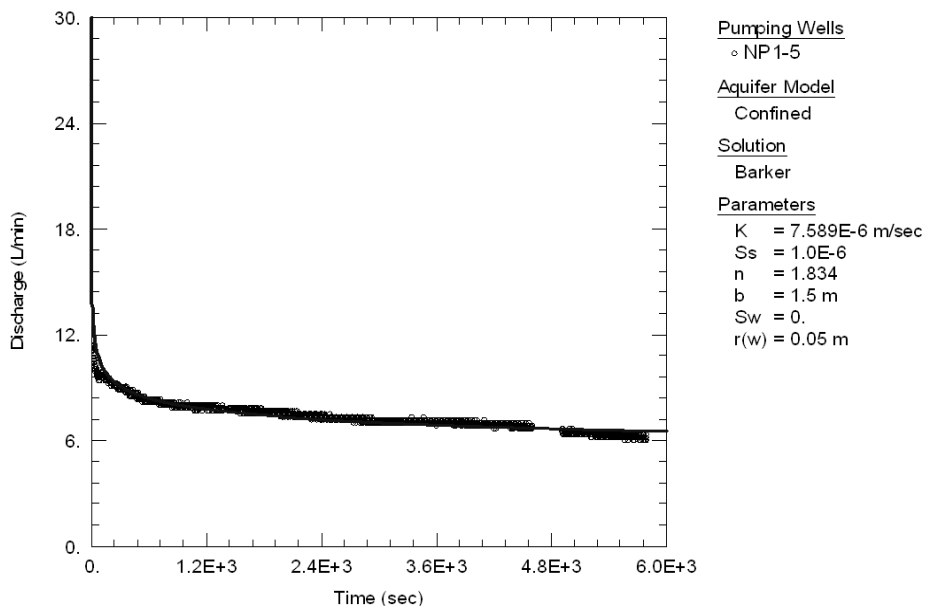


圖 2.1.4-12 封塞水力試驗資料與理論曲線匹配結果

Figure 2.1.4-12 Results of packer test analyzed by curve fitting method

5. 地電阻剖面法

地電阻探測法是在地表上利用兩根電極棒將直流電灌入地下，而後在地表上量測另兩根電極棒間的電壓差，此法是量測大範圍的電阻值，此電阻與土層的組成、飽和度以及土層孔隙中流體的導電度有關，透過反算技

巧可獲得電阻之深度 2D(或 3D 剖面), 藉著所得之剖面可應用於地層、壩體含水特性之變化調查。此法於高電阻環境中亦能有效量測, 可探測較大孔洞, 但於高導電性環境下效果較不佳(尤其是表面高導電)。此外, 量測需確保電極與地表有良好耦合以免獲得錯誤數據, 亦要注意反算所得之結果於深層有較差解析度。

二維地電阻影像探測的量測原理為藉由外加低頻電流經由圖 2.1.5-1 中電流極 C1、C2 流入地層中, 再利用電位極 P1、P2 量測地層所反應的電位差值, 由該量測的電壓值與電流值經由靜電學理論計算受測土層之視電阻率 (apparent resistivity)。量測空間影響範圍視電極間距而定, 展距越大所能探測深度越深, 但相對上對深層電阻率之敏感度會有所降低。量測過程藉由改變不同電極間距與位置, 獲得不同幾何空間位置上的視電阻率值, 稱為視電阻率剖面 (Pseudo-Section), 經由反算分析獲得真實電阻影像剖面, 藉以了解地層構造。不同電極排列的幾何參數影響探測的結果會不同, 常見的電極排列如圖 2.1.5-1 所示。

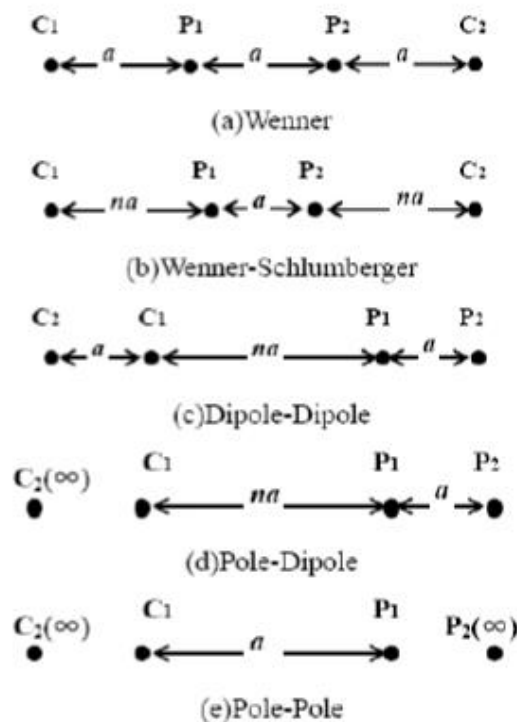


圖 2.1.5-1 地電阻影像探測的各種排列方式

Figure 2.1.5-1 Common arrangements of ERT

地電阻量測之視電阻影像剖面(Pseudo-Section)表示每一施測幾何(電極配置)所得到之視電阻率，必須透過反算分析方能得到地層真正的電阻率分佈。其反算分析方法主要以正算模式為基礎，若假設一電阻率分佈，量測之視電阻率可依據靜電學理論與有限元素法或有限差分法模擬預測，若設法改變電阻率分佈，使得預測值盡量逼近量測值，則可估計出地層之電阻率分佈。由於資料量大，反算分析通常以結合正算模式之最佳化方法進行，由實際量測資料(pseudo-section)反算地層之電阻率分佈以獲得現場電阻率分布(如圖 2.1.5-2 所示)。

本計畫配合確認後之鑽探孔位，於現場布設 4 條地電阻剖面測線(如圖 2.1.5-3)，總探測長度為 1,300 公尺(含)以上。於現場進行地電阻探測時，須根現場地形地貌以及探測目標決定測線長度以及施測排列方法，於佈設時須注意電極棒與地層之接觸狀況，必要時須以鹽水澆置以增加導電。現場施做流程詳述如下(施作照片請詳見圖 2.1.5-4)

- (1) 根據現場地形地貌與目標物(即目標深度)決定測線長度、測線間距。
- (2) 根據目標物的深度與特性決定施測方法與電極排列方式。
- (3) 佈設各電極位置與測量座標。
- (4) 建立測線量測點控制排程。
- (5) 測試各電極接地電阻。
- (6) 決定 output 電流大小並開始施測。
- (7) 完成施測，並檢查各測點資料完整性，必要時重新施測，維護資料品質。

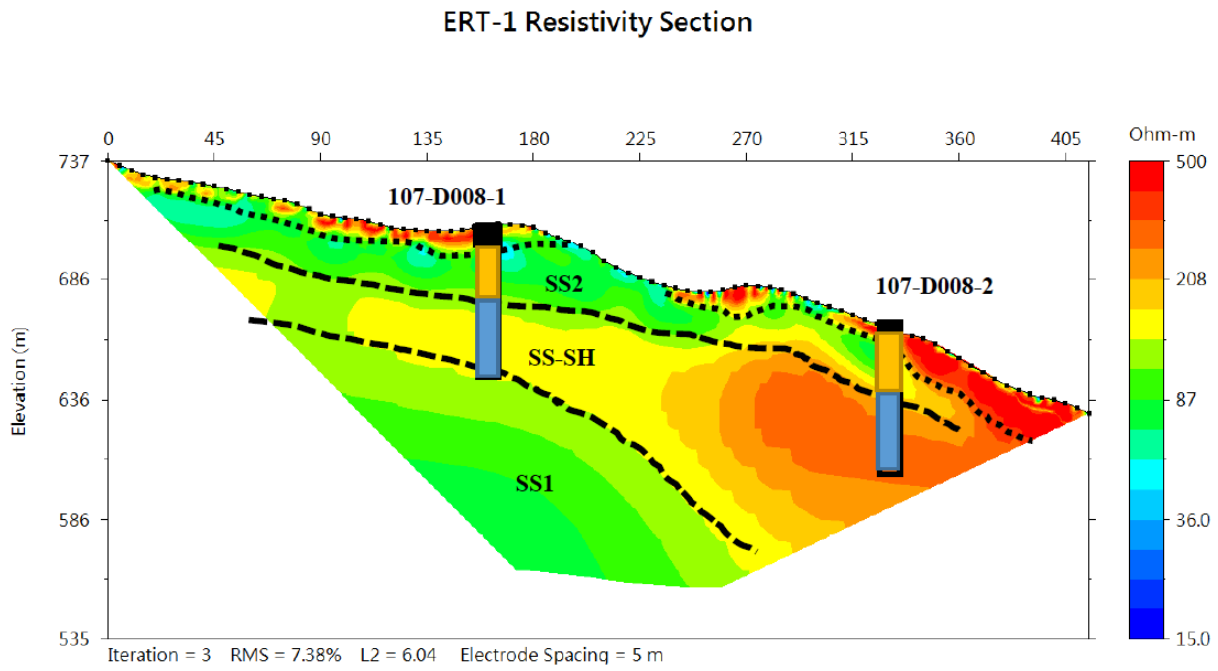


圖 2.1.5-2 前期車心崙邊坡二維地電阻率影像剖面圖(實績)
 Figure 2.1.5-2 Two-dimensional ERT results at Chexinlun site

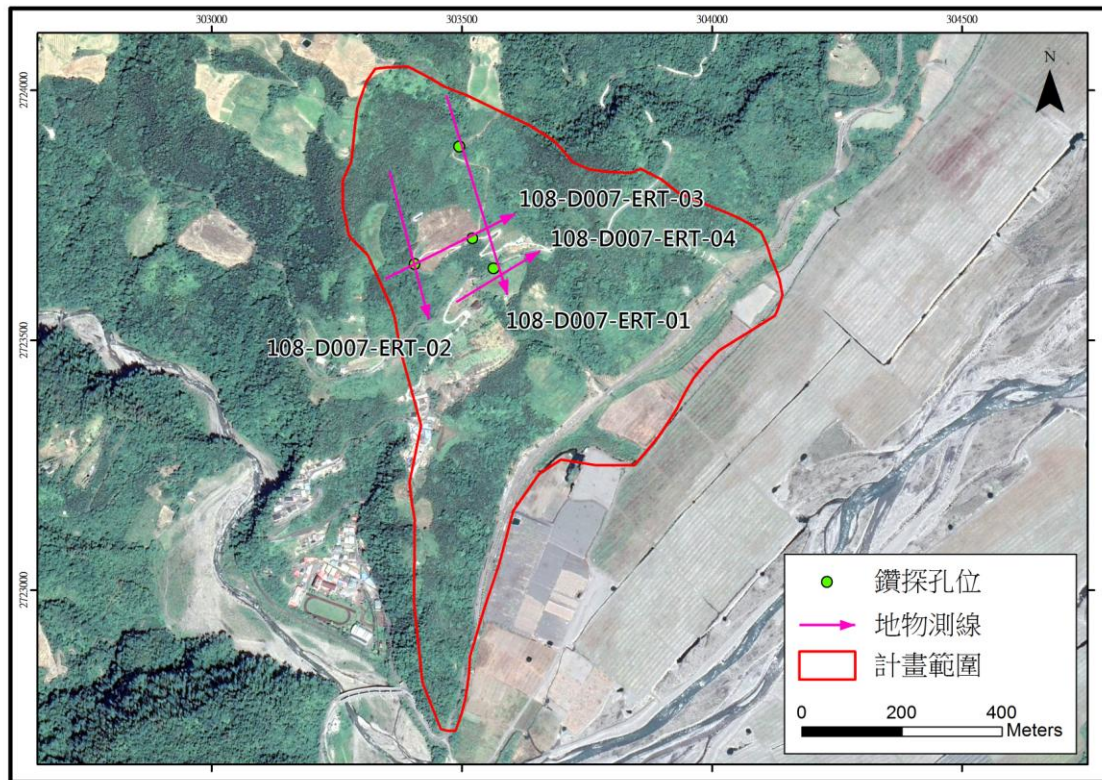


圖 2.1.5-3 地電阻測線規劃(桃紅線條)
 Figure 2.1.5-3 Survey planning of ERT (pink line)

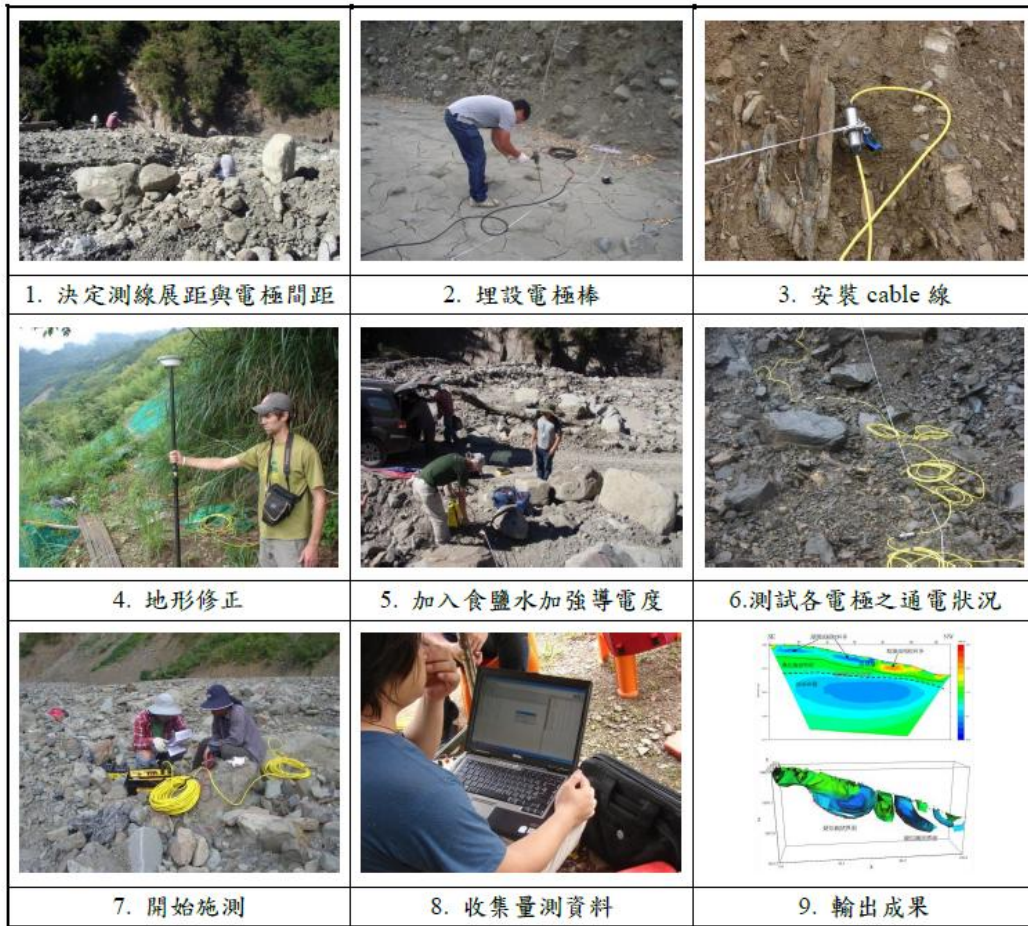


圖 2.1.5-4 二維地電阻影像探測法現場施作流程

Figure 2.1.5-4 On-site implementation process of two-dimensional ERT

6. 主動/被動表面波震測法

在前兩年的震測調查應用中，主要採用折射震測作為崩塌地調查工具，然而採用人力揮動 13 磅重錘方式所進行之折射震測的施作，受限於能量的大小，其調查深度僅到達地表下約 30-40 公尺不等的深度，且折射震測受到無法探測夾弱層之理論限制，對於本年度的應用場址來說，可能會有所不足；另一方面，折射震測獲得之地層物理量主要為壓縮波速，在地工分析應用上，相較於剪力波波速會較為不足。表面波震測方法在近十五年有很大的進展，雖然在坡地調查之應用尚不多見，考量探測深度需求以及地層參數的獲得，本年度改採用可獲得地層剪力波速、量測深度範圍較大、且不受夾速度弱層影響之表面波震測進行調查，評估該方法在大型崩塌地調查的應用。

(1) 表面波震測原理

淺部地層之剪力波速在地質調查與地震工程中扮演極重要的角色，包括分析設計地表運動(Design Gound Motion) 及反應譜(Response Spectrum) 所需之場址效應(Local Site Response)分析、土壤液化潛能(Liquefaction Potential)評估、及土壤結構動態互制分析等。傳統現地剪力波速之量測方法需於鑽孔內進行(如跨孔式、下孔式及 P-S Logging) 或利用貫入之方式量測(如 Seismic Cone Method)，新近發展之表面波探測法係利用表面波量測剪力波速，相較於傳統量測方法，不需鑽孔即可測得地層內部之剪力波速度層層次，其施測容易、快速、成本低，且量測之取樣體積遠大於傳統方法，可用於大範圍工址之探測，作為傳統鑽探之輔助調查。

在地表量測之震波以表面波為主，地表附近傳遞之表面波以雷利波為主，其波傳影響之範圍大約侷限於一個波長之深度內，因此，表面波影響深度隨頻率之不同而異，當土層剪力模數隨著深度而變化時造成波傳之速度隨頻率不同而變化之頻散現象。表面波震測之基本原理即藉由量測不同頻率表面波之相位速度，分析其頻散曲線，再進行剪力波速度層構造之反算解析，如圖 2.1.6-1 所示。

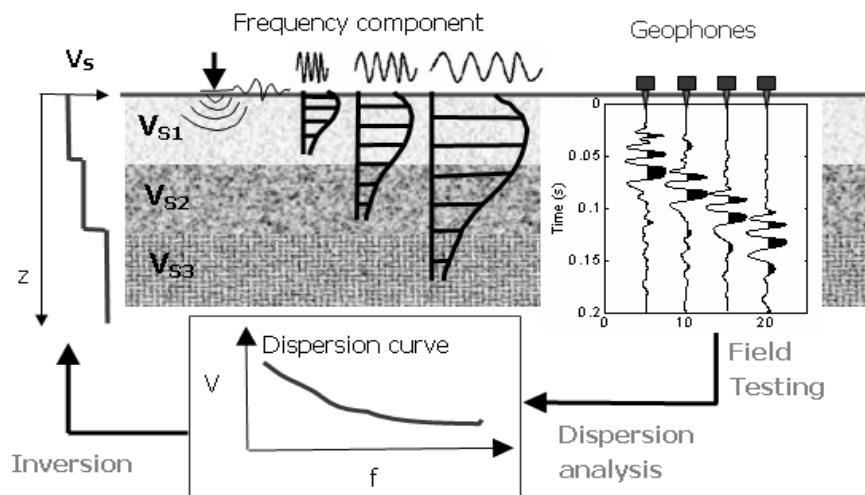


圖 2.1.6-1 表面波震測原理

Figure 2.1.6-1 Principle of multichannel analysis of surface waves

而根據震動來源的差異，其可分為主動式表面波震測以及被動式表面波震測兩種，主動式是透過人為製造震源，如重槌敲擊，而被動式震測則

以環境噪音當作震源，如生物活動、海洋潮汐以及地震等等。表面波震測探測深度受到波長控制，波長越長探測深度越深，原則上採用主動式表面波震測之探測深度受限於可產生波長，約略在 20~30 公尺以內，而被動式表面波震測，由於是環境噪音其波長通常較長，就工程應用而言可探測至 100 公尺，但缺乏短波長之訊號對於淺層的解析不佳，因此結合主被動表面波震測將可有效獲得淺層與深層之地層剪力波速結果。被動式表面波震測之施作方法眾多，有採用 1 維量測陣列或 2 維量測陣列的不同，在 1 維量測陣列方法上主要有被動式多頻道表面波分析法(Multichannel analysis of passive surface (MAPS), Cheng et al., 2016)，而在 2 維量測陣列上有空間自相關法(Spatial autocorrelation method (SPAC), Aki, 1957)，兩者應用上各有優缺點，但就與主被動量測之共同分析運用而言，採用 1 維量測陣列之 MAPS 方法更維簡便有效率，其與主動式表面波震測僅需多進行資料互相關計算之前處理以及最後頻散曲線的震動源方向修正即可，考量坡地調查之應用實務性，本工作採用 1 維量測陣列之被動式表面波震測與主動式表面波震測聯合進行施測。

(2) 表面波震測現場施作流程與資料分析

單一測線直線展開如圖 2.1.6-2 所示，震波之紀錄即對於波場進行空間之離散取樣的動作，取樣之間隔與範圍將影響波場轉換訊號分析之結果，因此施測時必需選擇適當的近站支距 (x_1)、受波器間距(ΔX)及測線展距 (L)；其中受波器間距(ΔX)需小於最小欲探測深度，測線展距 (L) 需大於最大欲探測深度，對於主動式表面波震測需考慮近站支距 (x_1) 之選擇，必須顧慮近場效應及遠場效應。被動式表面波震測收錄時，無須額外進行振源敲擊，僅直接收錄現場的背景震動訊號即可，為可有足夠明顯之有效訊號，原則上每條測線須至少有 10 分鐘的連續收錄資料。

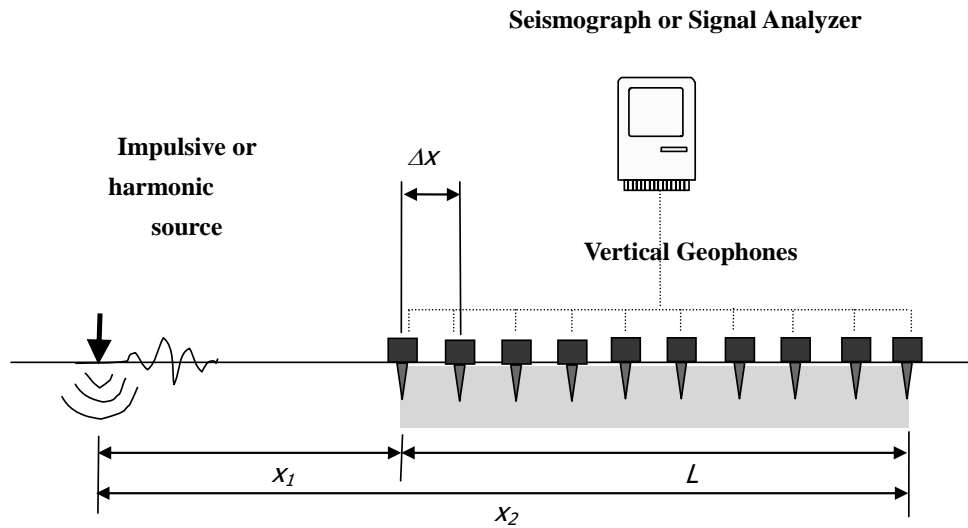


圖 2.1.6-2 表面波震測法震源與受波器位置示意圖

Figure 2.1.6-2 Schematic diagram of multichannel analysis of surface waves and receivers position

表面波震測資料處理主要包括以下幾項(如圖 2.1.6-3 所示)：

A. 被動資料前處理

對於被動式表面波震測所收錄的資料須先進行前處理。在前處理中，將連續資料分割成多筆 30 秒的訊號，選定一基準頻道後，將其他位置之資料與其進行互相關計算，而後將此多筆互相關後之資料進行疊加，如此可得到 1 筆以基準頻道為虛擬震源的主動式表面波震測資料。

B. 頻散曲線分析

針對主動式表面波震測資料施作由時間-空間域(t-x domain)經快速傅立葉轉換(FFT)轉換至頻率-空間域(f-x domain)，再經離散空間域傅立葉轉換(discrete-space Fourier Transform)將頻率-空間域轉換至頻率-波數域(f-k domain)，配合變數變換，可將 f-k domain 之能量頻譜轉變為 f-v domain 之能量頻譜。於頻率範圍內，計算每一頻率所對應之相位速度，獲得該地層代表頻散曲線。在此中會有主動式獲得以及被動式獲得之頻散曲線，在反算前主被動式表面波震測之頻散曲線會加以整合，整合的方式有 f-v 能量譜疊加，頻散曲線平滑化接合或主被動訊號擬和等方式，將視資料之情形選擇最佳者使用。

C. 地層剪力反算

由前一步驟所得到之頻散曲線進行剪力波速度層構造反算分析，分析時，每條測線分析所得之頻散曲線透過美國 Kansas University 團隊所開發之 Surfseis v3.6 將其反算獲得以測線中點為代表位置之 1D 地層剪力波速剖面，將所有測線的剪力波速剖面組合後即可獲得該測線的 2-D 速度剖面。表面波之震測資料、頻散分析及反算分析之典型結果如圖 2.1.6-3 所示。

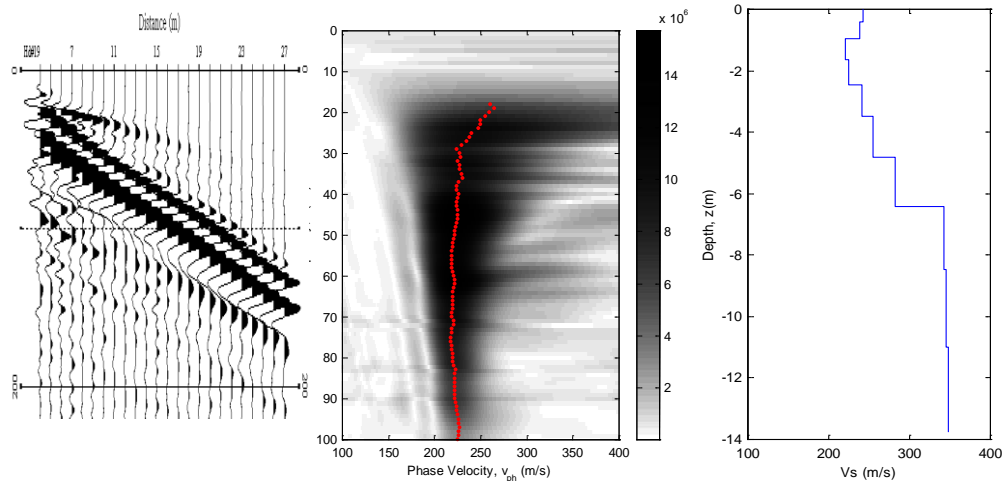


圖 2.1.6-3 表面波震測頻散曲線與反算分析

Figure 2.1.6-3 Dispersion curve and back-calculation

每一回施作可獲得一 1-D 剪力波速剖面，此一 1-D 波速剖面是測線範圍地層性質的平均結果，在習慣上以測線中點做為代表。如圖 2.1.6-4 所示，藉由不斷移動測線位置便可得到多個不同位置之地層波速剖面。這些不同測線位置之波速剖面反映出各不同位置之地層情形，可得到地層構造之側向變化，進而合成得到二維剪力波速度影像剖面。

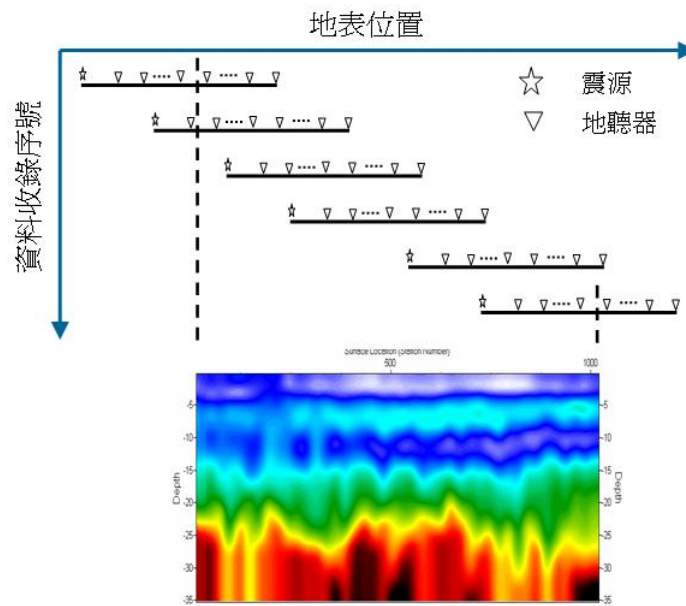


圖 2.1.6-4 表面波震測影像法

Figure 2.1.6-4 Multichannel analysis of surface waves image method

在計畫區中，共規畫三條表面波震測測線，分別是 MASW1、MASW3 以及 MASW4(如圖 2.1.6-5 所示)，其分別與 ERT1、ERT3 以及 ERT4 之探測區段重疊，三條測線長度總計 524m。此中，每條測線各包含數量不等的子測線，各子測線配置如圖 2.1.6-6 所示， ΔX 為接收器間距，固定 2m，共 24 個接收器。 X_0 為震源離第一個接收器距離，通常為 1m, 3m, 7m, 24m，依據現地條件有所調整。 L 為測線總長，皆為 46m。為有足夠之側向解析度，每條子測線間重疊 22m，測線垂直解析度約 3~5m 深；分析時，每條子測線分析所得之頻散曲線透過美國 Kansas University 團隊所開發之 Surfseis v3.6 將其反算獲得以子測線中點為代表位置之 1D 地層剪力波速剖面，將所有子測線的剪力波速剖面組合後即可獲得該測線的 2-D 速度剖面。

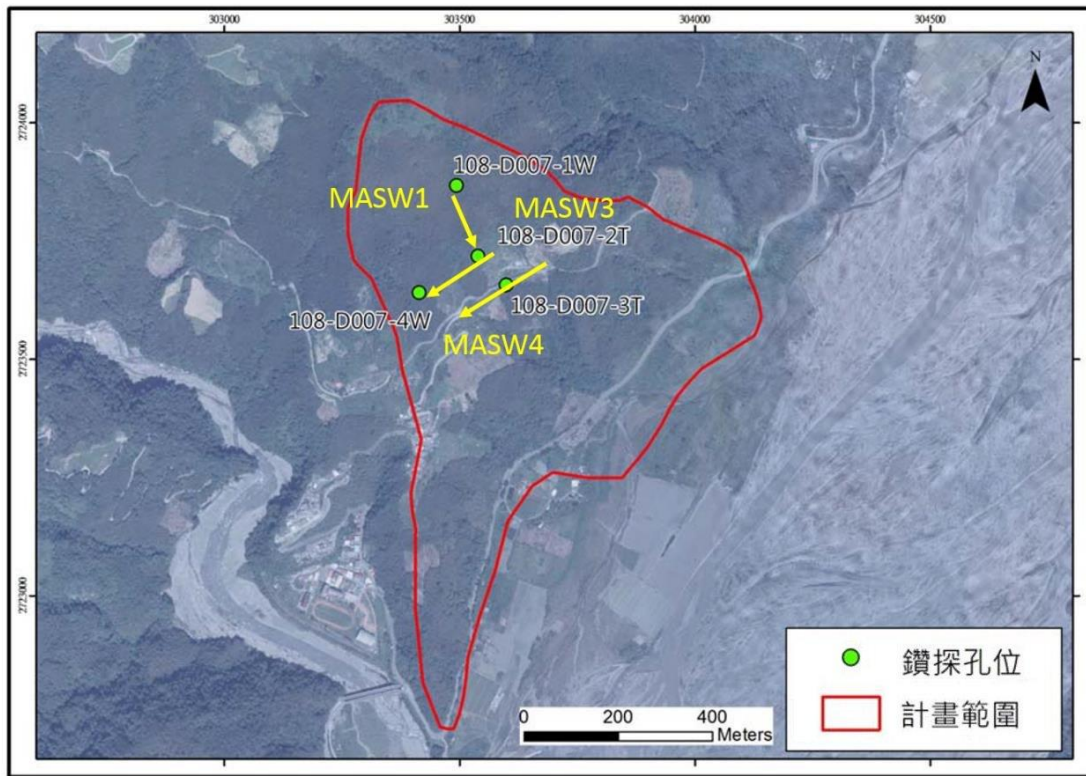


圖 2.1.6-5 現地表面波震測測線規劃圖

Figure 2.1.6-5 Illustration of survey line planning

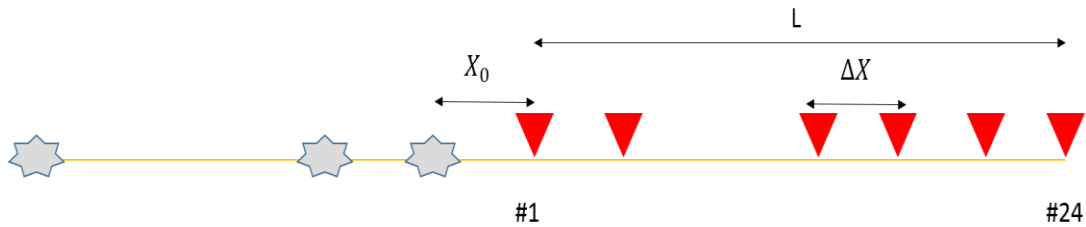


圖 2.1.6-6 表面波震測子測線施測配置示意圖

Figure 2.1.6-6 Schematic diagram of multichannel analysis of surface waves

(3) 表面波的優勢

表面波震測進行大規模坡地調查是具前瞻性的研究，本研究計畫的目的之一是評估表面波震測的剪力波速二維(實際上結合多條一維探測的擬二維)成像在坡地調查的應用成效，為國內首次進行這樣的嘗試與評估(國外也很少見)。我們提出利用多類型震源及多震源支距的探測及整合，使得探測深度約等於測線展之長度(相較之下，折射震測與地電阻影像探測深度僅維測線展距的 1/5)，如此，才能採較合理的側向解析度(測線展距)，來進行擬二維的剪力波速成像。經與真二維的地電阻影像剖面法成果比較，趨勢相符，可驗證其可行性。本次的探測深度顯著高於折射震測，且獲得的速度為 V_s ，並非可能受到地下水影響的 V_p 。大約可以 $V_s=400$ m/s 做為工程岩盤(Engineering Bedrock)的分界，可作為坡地穩定分析參數設定分層時較合理的依據。各個地物探測技術與探測所得資訊如下表所示：

表 2.1.6-1 地物探測技術與探測所得資訊

Table 2.1.6-1 Geophysics technology and information of geophysics technology

地球物理探測技術	量測資料	所得物理性質	所得物理模型
地電阻影像探測法	人造電流造成之電位差	電阻率	電阻率2維深度剖面或3維深度剖面
自然電位法	自然電位差	自然電位差	電位差2維平面分布
感應極化法	人造電壓消散速度	電容性	電阻率2維深度剖面
彈性波層析成像法	壓縮波之初達波走時	壓縮波速	壓縮波速2維剖面
多頻道表面波震測法	彈性波歷時振幅	剪力波速	剪力波速1維深度剖面
反射震測法	彈性波之反射歷時及振幅	力學性質不連續面	反射層之2維深度或3維深度剖面
透地雷達探測法	電磁波之反射歷時及振幅	電學性質不連續面	反射層之2維深度或3維深度剖面
電磁探測法	感應電位	電阻率	電阻率2維平面剖面或3維深度剖面

7. 室內土壤與岩石試驗

為因應後續各項分析對參數之需求，本計畫規劃一系列室內岩石與土壤相關試驗，項目及產出如表 2.1.7-1 所示，求取之土壤或岩石參數將作為後續分析之依據。除岩石潛變試驗參照 Lama 與 Vutukuri 合著” Handbook on Mechanical Properties of Rock” (Volume III, p231-237)之建議方式辦理，其餘試驗均依據美國材料試驗協會標準規範(ASTM)施作。由於梵梵場址表層屬崩積土且富含板岩碎屑及崩積岩塊，導致無法取得薄管試樣，故本計畫於現地增補一組現地工地密度試驗，以求取現地密度狀態，再依此製作重模土樣進行室內土壤試驗；岩石之室內試驗則一律採用地質鑽探所得岩心試體進行試驗。

表 2.1.7-1 岩石與土壤之相關室內試驗項目及產出

Table 2.1.7-1 Laboratory test items and outputs of rock and soil

項次	試驗項目	單位	契約數量	實作數量	產出
1	土壤壓力鍋試驗	組	1	1	土壤水分特性曲線
2	土壤一般物理性質試驗	組	6	8	含水量、單位重、比重、阿太堡限度
3	土壤直接剪力試驗	組	3	3	土壤之剪力強度參數
4	岩石一般物理性質試驗	組	6	6	含水量、單位重、比重、孔隙率及吸水率
5	岩石弱面直接剪力試驗	組	3	3	岩石弱面之剪力強度參數
6	岩石單壓試驗	組	3	3	岩石材料之單軸抗壓強度
7	岩石彈性試驗	組	2	2	岩心彈性係數及柏松比
8	岩石潛變試驗	組	1	1	潛變與時間之關係曲線圖

8. 岩體透水係數推估

崩塌地岩屑層(包含堆積層、河階地、崩積層等)或裂隙岩體滲透性推估模式的建置，需仰賴鑽探岩芯資料、鑽探過程的記錄、井下探測資料(孔內攝影與地下水流速調查)與封塞水力試驗資料蒐集，從以上資料擷取與透水特性相關的可能因子(例如：迴水率、大地應力、泥質含量、顆粒尺寸、岩石品質(RQD)、剪裂泥的含量、母岩岩性滲透率、孔隙率、裂隙寬度、裂隙頻率、流速等)進行各單獨因子與多因子對水力傳導係數關聯性分析，並依

據此成果找出最佳整合性的滲透性指標，再利用迴歸分析技術找出最佳的滲透係數推估模式，作為地層連續透水係數推估之工具，最後將推估成果回饋至本計畫之水文地質模式建置與模式參數率運用。

依據現場調查與試驗資料蒐集結果，本計畫目前所能提供之資料數量與資料類型完整度有所限制，尚無法直接透過本計畫自產的資料建構地層滲透性推估模式，因此，本計畫採用既有已建立並發表至國際期刊之臺灣本土地層推估模式(Hsu et al., 2019)來進行 108-D007-1W 場址地層連續性透水係數值推估，採用此模式的原因在於，該模式是架構在山區場址且取自各種不同岩性所歸納而得，可適用於目前崩塌地之地質環境，而推估模式採用岩體品質指標(RQD)與剪裂泥厚度指標(GCD)也可分別描述崩塌地岩體坡碎與含剪裂泥特性。最後，運用此模式進行預估前，會先比對本計畫於 108-D007-1W 場址封塞試驗量測資料與既有模式預測值之差異，確定既有模式估算的準確度後，再進行該場址地層連續性透水係數值推估。

(二) 成果解釋

1. 區域地質調查工作

(1) 土地使用狀況

場址附近皆為農地使用，種植作物為主，少數為雜林。

(2) 植生狀況

場址附近植生茂密，除農路及少數農舍外，多為植物覆蓋。

(3) 坡度與坡向

場址之坡度分析圖如圖 2.2.1-1，坡度多在 30%以上，而在崩崖或侵蝕溝附近則可達 55%以上；在坡向部份，坡向分析成果如圖 2.2.1-2，場址之坡向大致朝東或東南，部分坡向朝南之區域大多為崩崖或侵蝕溝。

(4) 水系與蝕溝分布

場址外東側下邊坡側為蘭陽溪，場址內下邊坡側鄰台七線有一系列方向約呈西北東南走向的蝕溝，此一系的侵蝕溝除少數 2 條可延伸至上邊坡側，其餘的蝕溝上緣皆僅可延伸至場址內農路，亦即侵蝕溝多發育於農路至台七線間。

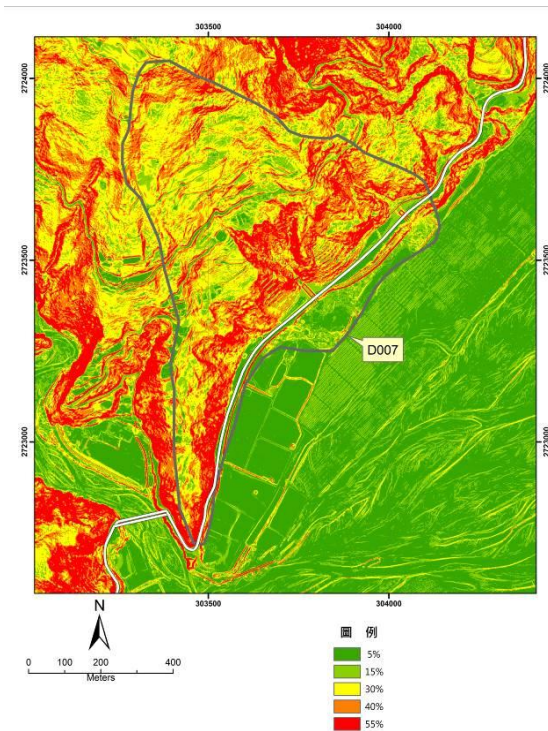


圖 2.2.1-1 場址之坡度圖

Figure 2.2.1-1 The slope map

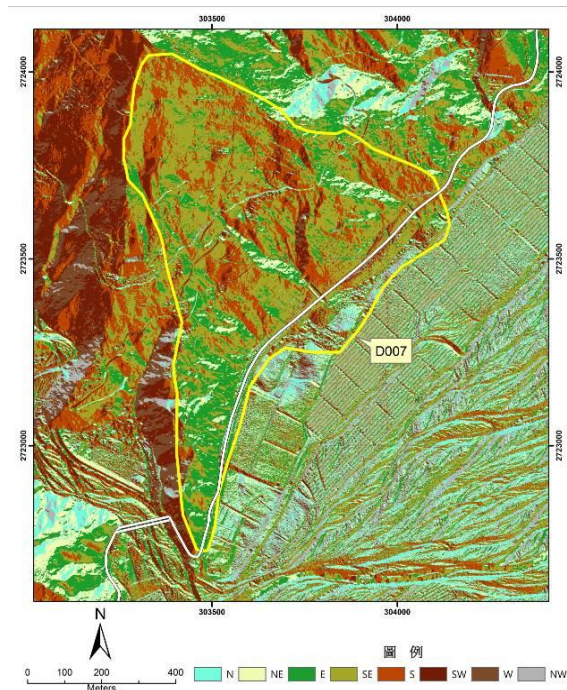


圖 2.2.1-2 場址之坡向圖

Figure 2.2.1-2 The aspect map

(5) 衛星影像資料

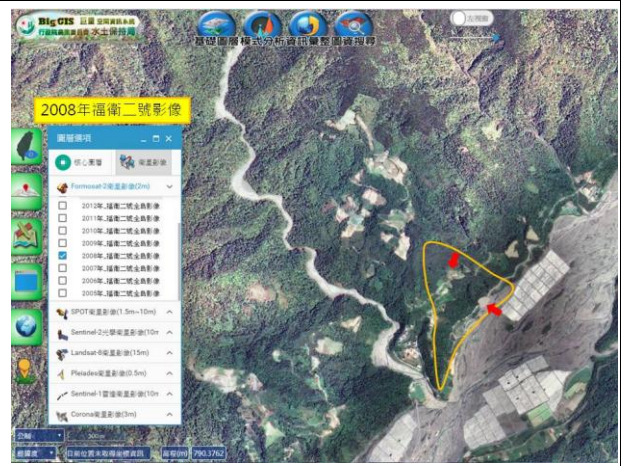
為了解本區之地形變化、崩塌歷史，藉由水保局 BIG GIS 網頁的多時期之衛星影像判釋，以了解本區近十多年期間的植生及可能的崩塌演化，詳如圖 2.2.1-3。以下針對判釋成果說明如下：

民國 94 至 96 年(2005~2007)本區衛星影像植生變化不大，民國 97 年(2008)場址內農路上邊坡，即蝕溝上緣有局部崩塌跡象，蝕溝下緣則有堆積跡象；至民國 98 年(2009)，蘭陽溪多為沖積物堆積，場址下緣的台七線邊坡，亦有裸露跡象；民國 99 年(2010)，台七線似經整修，道路形貌清晰，場址上邊坡坡面裸露，可能是局部崩塌，或是農耕開墾；民國 100 年(2011)，鄰台七線的蝕溝下緣，可能局部崩塌或整治；民國 101 年(2012)，鄰台七線的蝕溝下緣植生逐漸生長；民國 102 年(2013)，鄰台七線的蝕溝下緣坡面裸露，可能局部崩塌或整治；至民國 103 年(2014)後，似無較大崩塌事件，坡面植生良好。

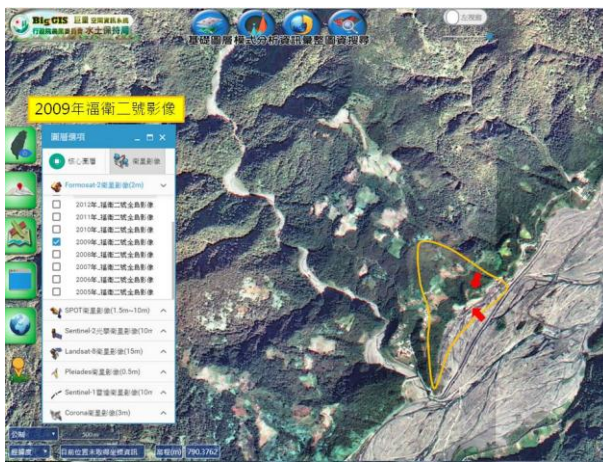




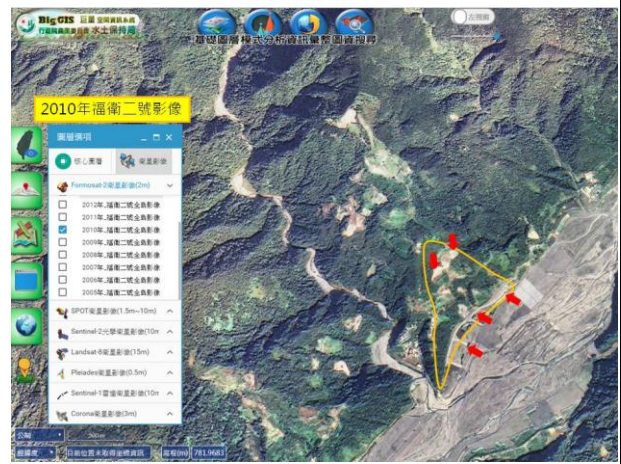
2007 年福衛二號影像



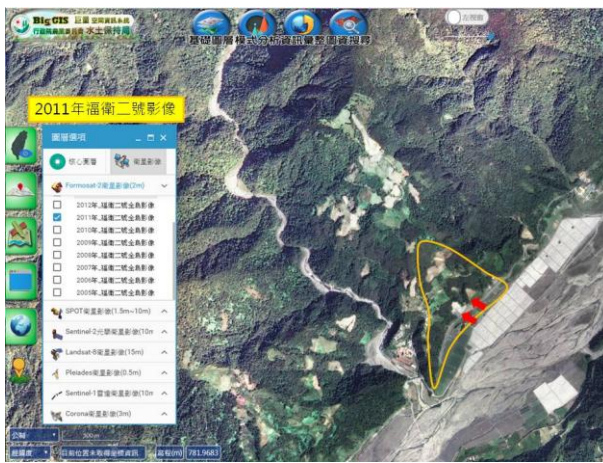
2008 年福衛二號影像



2009 年福衛二號影像



2010 年福衛二號影像



2011 年福衛二號影像



2012 年福衛二號影像

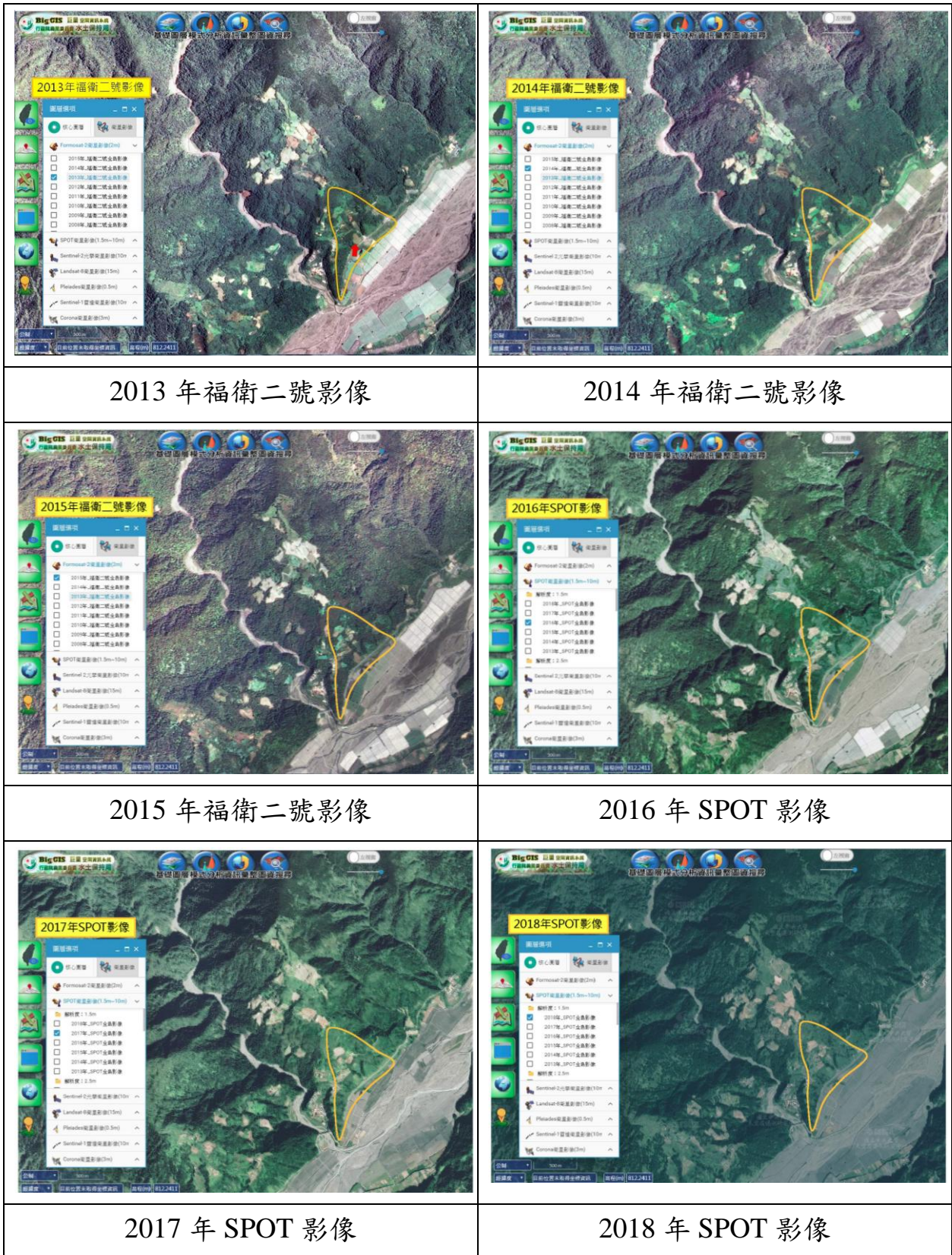


圖 2.2.1-3 場址周圍之各期衛星影像

Figure 2.2.1-3 Multiple stages satellite images of this area

(6) 航空照片判釋

為了解本區之地形變化、崩塌歷史以及區域線形分布共購置本區五期間隔約 10 年的航空照片立體對輔助地質調查，五期航照拍攝時間分別為民國 65、74、82、94 及 105 年，藉由多時期之航空照片立體對判釋，以了解本區近 40 年期間的地形變化。以下針對各期航空照片判釋成果說明如下：

民國 65 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-4，航空照片編號為 65p001_214 及 65p001_215，本期照片屬本區可購買之最早期的照片，本區地形呈現西北高東南低，區外東南側為蘭陽溪，區內有一西北東南走向的侵蝕溝，本區上邊坡側有一崩崖，該崩崖延伸分布於本區之上邊坡。當時區內多已開發種植作物。

民國 74 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-5，照片編號為 74p017_4322 及 74p017_4323，此時區內北側崩塌因趾部蝕溝發育侵蝕，崩塌有刷深跡象。

民國 82 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-6，照片編號為 82p011_8808 及 82p011_880；民國 94 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-7，照片編號為 94r065_105 及 94r065_105，此二期航照場址內地形無太大變化。

民國 105 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-8，照片編號為 160716e_61~0029 及 160716e_61~0030。由民國 94 年至本期航照在場址下邊坡側的蝕溝沖積扇扇體有增厚跡象。

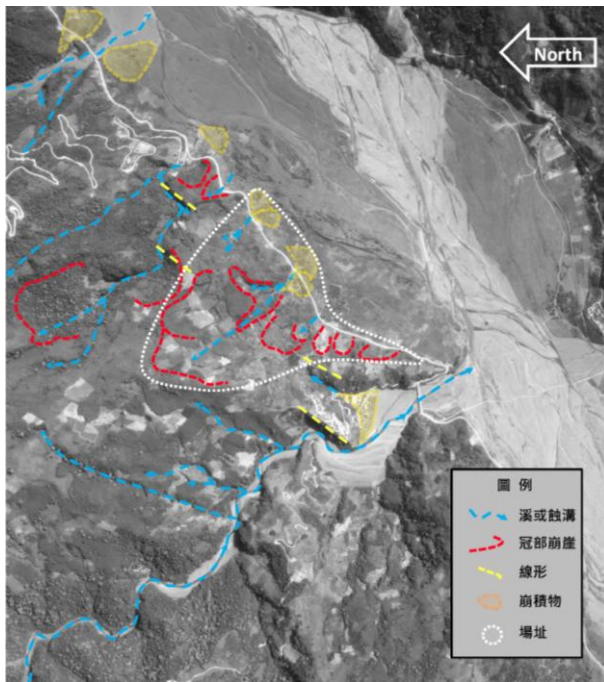


圖 2.2.1-4 民國 65 年航照判釋成果
Figure 2.2.1-4 The interpretation of 1976 aerial photo

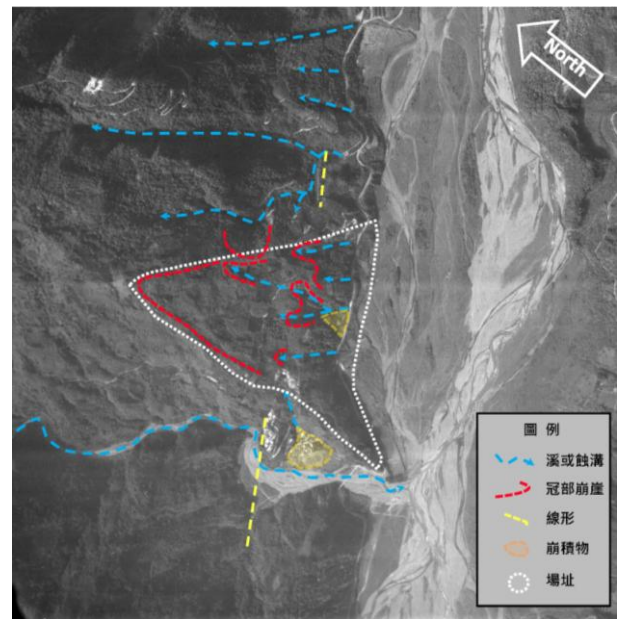


圖 2.2.1-5 民國 74 年航照判釋成果
Figure 2.2.1-5 The interpretation of 1985 aerial photo

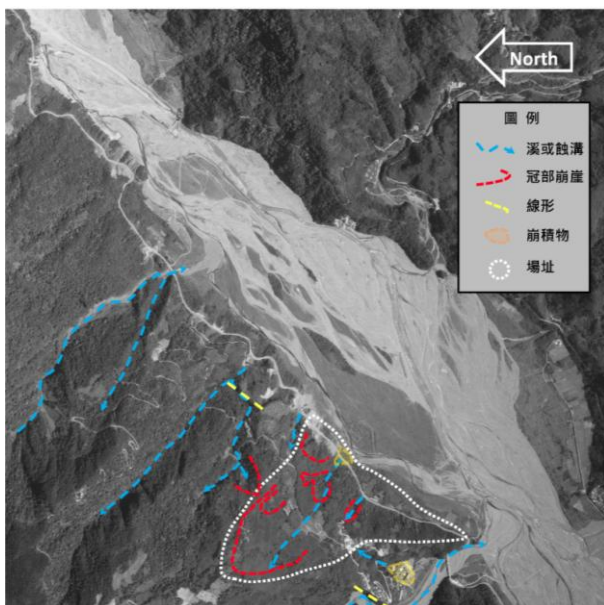


圖 2.2.1-6 民國 82 年航照判釋成果
Figure 2.2.1-6 The interpretation of 1993 aerial photo

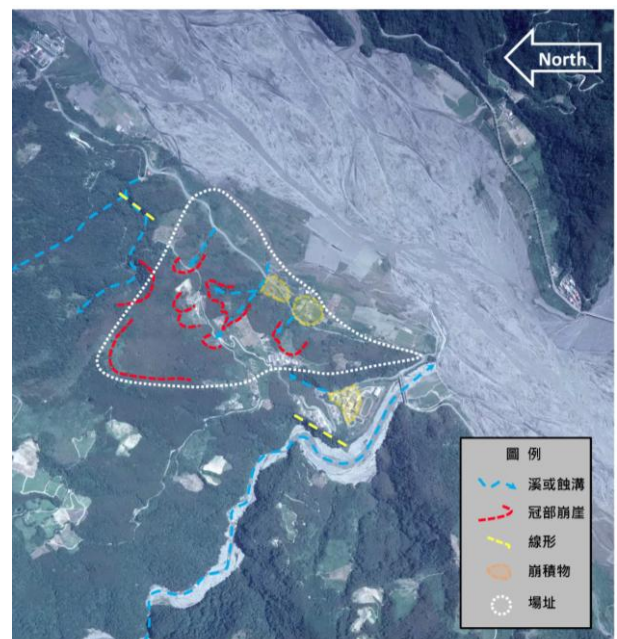


圖 2.2.1-7 民國 94 年航照判釋成果
Figure 2.2.1-7 The interpretation of 2005 aerial photo

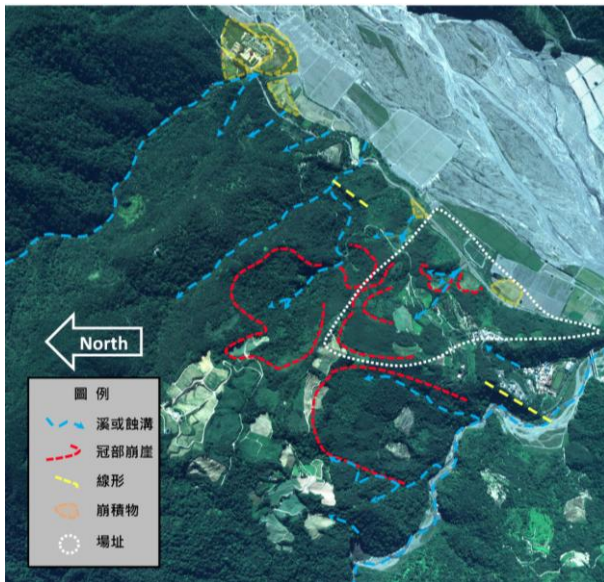


圖 2.2.1-8 民國 105 年航照判釋成果

Figure 2.2.1-8 The interpretation of 2016 aerial photo

(7) 坡地災害歷史

綜合衛星影像及航照判釋成果，並參考宜蘭縣政府原住民事務所「英士村原住民部落基礎環境改善計畫工程-全區地質環境調查分析」成果報告書，本場址附近之坡地災害歷史整理如表 2.2.1-1 及圖 2.2.1-9。

表 2.2.1-1 英士聚落周邊重大災害歷史表

Table 2.2.1-1 The hazard history chart of Yingshih Village

發生時間	災情描述	影響及評估
民國78年9月11日	莎拉颱風，日降雨542.5mm，土石流出淹沒下部落民宅。	英士分校及下部落民宅受損。
民國86年8月29日	安珀颱風，日降雨516.0mm，土石流出淹沒下部落民宅。	英士分校及下部落民宅受損。
民國96年10月4日	柯羅莎颱風，梵梵溪堤防基礎淘空上游約50m，下游處約60m。上游淘空處河床高程El.293m較英士村活動中心前El.291高，距離約70m。下游堤防淘空處河床高程El.284m，距活動中心約180m。	堤防基礎損毀。
民國97年9月13日	辛樂克颱風，台七線路基坍方400m，聚落範圍道路及民宅龜裂，上方農路下陷。	民宅受損，對外交通受阻。
民國98年10月5日	芭瑪颱風，台七線上邊坡崩塌，土石流出淹沒道路，上方農路部份路段下陷。	對外交通受阻。
民國100年10月2日	奈格颱風外圍環流豪大雨，台七線上邊坡崩塌，土石流出淹沒道路，聚落範圍道路及民宅龜裂，上方農路下陷。	民宅受損，對外交通受阻。
民國101年8月1日	蘇拉颱風豪大雨，台七線上邊坡崩塌，土石流出淹沒道路，聚落範圍道路及民宅龜裂，上方農路下陷。	民宅受損，對外交通受阻。

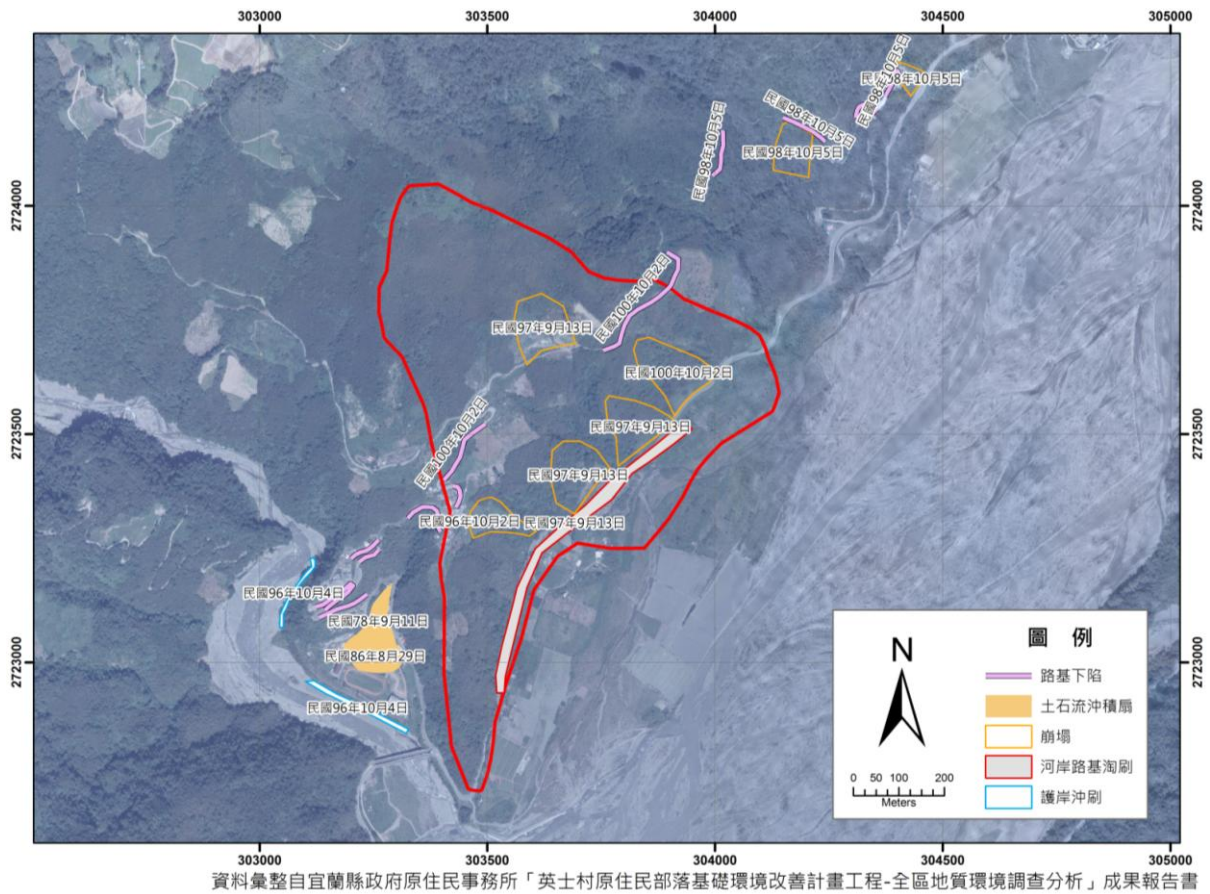


圖 2.2.1-9 坡地災害歷史分布圖

Figure 2.2.1-9 The hazard history map of Yingshih Village

(8) 地層分布

依地調所五萬分之一區域地質圖三星圖幅(1995)，本場址附近出露之地層分別有四稜砂岩、乾溝層、廬山層清水湖段及沖積層，各地層出露位置詳圖 2.2.1-10，各地層之特性分述如下：

四稜砂岩(SI)

在粗坑溪中游中嶺背斜北翼，出露以灰色或灰白色中粒至粗粒或礫質之厚層變質砂岩為主，偶夾薄層之板岩或硬頁岩。在梵梵溪下游，出露以細粒至粗粒的厚層變質砂岩為主，夾砂岩與頁岩之薄互層，偶含有炭質頁岩，出露厚度約為頂部 160 公尺，其頂部與乾溝層的接觸帶出露一厚約 5 公尺之礫質砂岩，礫為石英質，礫徑約數公厘；上游則以厚層變質砂岩與薄層頁岩之互層為主，偶為複合狀厚層變質砂岩。在牛鬥橋及以南的公路邊，出露者為淡灰厚層緻密中至粗粒變質砂岩夾薄層頁岩，或變質砂岩與薄層頁岩之互層。

乾溝層(Kk)

本層以硬頁岩或板岩為主，偶夾薄層之細砂岩，岩層中有發育良好的劈理。在破礮溪，岩性以硬頁岩為主；在崙埤溪，岩性以硬頁岩或板岩為主；在松羅溪及棲蘭一帶，岩性則以板岩為主，有愈向南，板劈理愈發達之趨勢。

廬山層(Ls)

廬山層在早期所用的地層名稱有下部板岩系或廬山階(Chang, 1974)。下部板岩系非一正式的地層名稱，其泛指中央山脈脊樑地區所出露的板岩地層；廬山層則由時代地層廬山階演變而來(何春蓀, 1975)，其標準剖面在南投縣廬山溫泉附近。廬山層是一以板岩或硬頁岩為主的地層，雖然中油公司將本層由下而上細分為古魯段、清水湖段與仁澤段(曾長生, 1978)，但前兩段的界限、岩性差異並非十分明顯，為了在應用上的方便性，三星圖幅將古魯段併入清水湖段。

清水湖段(Lsc)

岩性以厚層灰黑板岩為主，有發育良好的板劈理。在寒溪北方 1 公里的番社坑溪左岸，本段中出露數公尺的鈣質砂岩，砂岩中含有無法鑑別之貝類化石。在梅花湖及其西側，出露板岩夾數層約數公尺厚之砂岩。在碼崙溪下游，以厚層板岩為主；在清水溪下游、田古爾溪下游與土場附近，均以厚層板岩為主，偶夾薄層或透鏡狀砂岩。另外，在平元林道 5.5K 與 8.5K 至 10.5K 出露一約三百公尺厚以厚層砂岩為主的岩層，為構成三星山山脊的主要岩層，由於在翠峰湖北側林道上此厚度變薄，推測為一砂岩透鏡體。

仁澤段(Lsj)

以淺灰色至灰色硬頁岩，或硬頁岩與薄層變質砂岩的互層為主。在標準地點仁澤溫泉附近、碼崙溪中游、田古爾溪與土場溪下游，以硬頁岩與砂岩的薄互層，或硬頁岩偶夾薄層細粒砂岩為主，互層中砂岩與硬頁岩的比例在 1:1 至 1:3 之間，岩層中有廣泛的等斜褶皺。在燒水溪上游，以硬頁岩與砂岩的薄互層為主，砂岩層的厚度在 5 公分以下。在清水溪下游，亦以硬頁岩與砂岩的薄互層為主，並出露許多砂岩岩脈與崩移構造，主要的崩移構造為崩移褶皺與獨立岩塊。

沖積層(a)

主要為變質砂岩與板岩所構成的之礫石與砂組成，覆蓋河流主流河床上。

(9) 地質構造

依地調所五萬分之一區域地質圖三星圖幅(1995)，本區域主要的地質構造為英士背斜及牛鬥斷層，其特性分述如下：

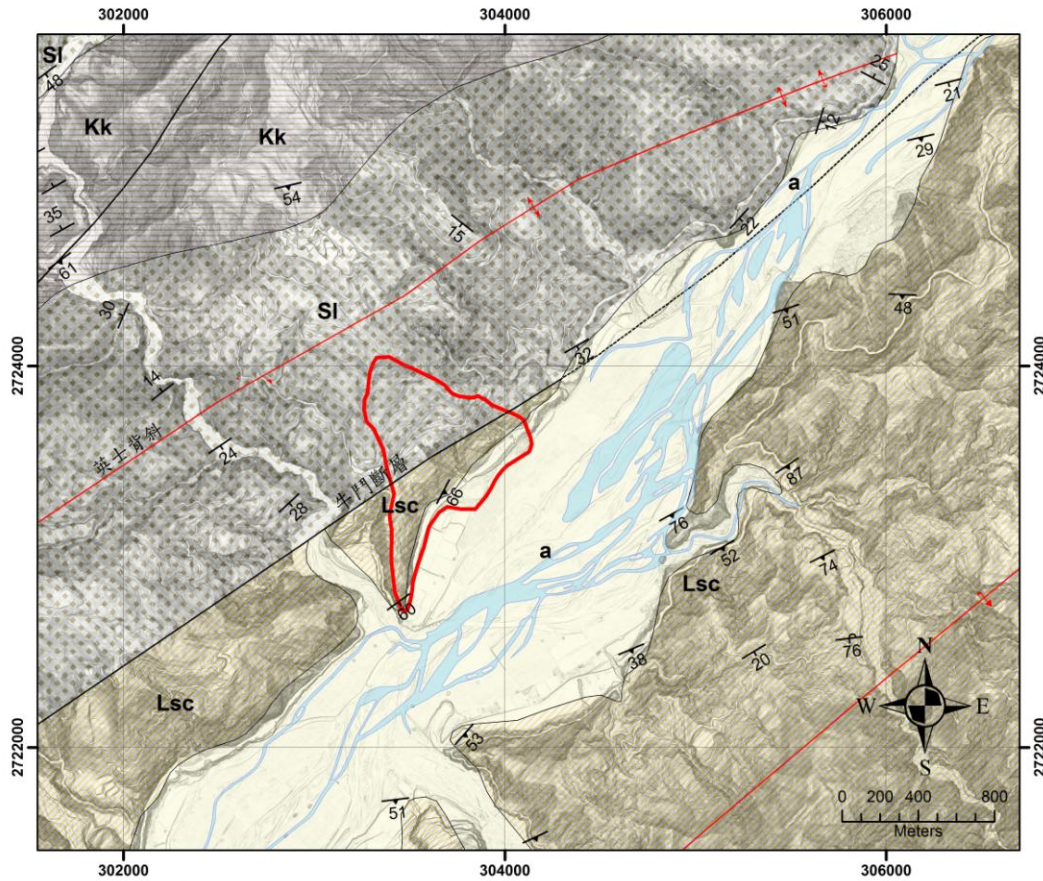
英士背斜

本背斜位於蘭陽溪北側英士村附近，背斜軸約略呈東北東走向，由牛鬥橋附近向西南西方向延伸，屬於寬緩的褶皺。背斜軸部所出露者為四稜砂岩，東南翼為牛鬥斷層所截，牛鬥斷層東南側出露地層為廬山層清水湖段。

牛鬥斷層

大致與蘭陽溪平行。在牛鬥橋附近之蘭陽溪河谷北岸、梵梵溪距河口約 500 公尺處均可看到斷層露頭。牛鬥斷層北側所出露的地層為四稜砂岩，其南側則為廬山層的清水湖段。

在臺灣地質圖說明書(何春蓀, 1975; 1986)中將早期所命名的牛鬥斷層改稱為梨山斷層。由於蘭陽溪牛鬥橋南側出露約 30 公尺厚、以厚砂岩與薄層頁岩互層之岩層，吳永助(1976)認為與牛鬥橋北側的厚砂岩層屬於相同的地層-眉溪砂岩。但由兩側岩層層態、厚度，以及現有的化石資料(Chang, 1974)均顯示兩側岩層有所差異，斷層的存在應無疑問，只是斷距與斷層性質不清楚，但較可能是一走向橫移斷層。



套繪自五萬分之一三星地質圖(1995)

圖 2.2.1-10 場址之區域地質圖

Figure 2.2.1-10 The geological map of this site

2. 地質鑽探

為使本多年期計畫易於區別各年期鑽孔及其用途，本計畫鑽孔命名原則為「年度-場址編號-鑽孔流水號+觀測類別」。其中，年度以執行年份編列，場址編號以經濟部中央地質調查所劃定潛在大規模崩塌地編號編列，每處場址的鑽孔流水號統一由 1 起算，觀測類別則包含有 TDR(簡寫 T)、水位觀測井(簡寫 W)、淺層土壤含水量(簡寫 C)、地動儀(簡寫 V)。以 106-D160-2W 為例，代表民國 106 年度執行所茶山場址(潛在大規模崩塌地編號：D160)的第 2 口鑽孔，此鑽孔後續建置有水位觀測井。另以 107-D008-3WT 為例，代表民國 107 年度執行所車心崙場址(潛在大規模崩塌地編號：D008)的第 3 口鑽孔，此鑽孔後續建置有水位觀測井及 TDR 等觀測設備。

本計畫鑽孔配置主要平行研究區之主要坡向佈置，如圖 2.2.2-1 所示。各孔地質鑽探岩芯之分層記錄分述如下，鑽孔岩芯柱狀圖如圖 2.2.2-2，地質鑽探岩芯紀錄及岩芯照片詳附錄二。

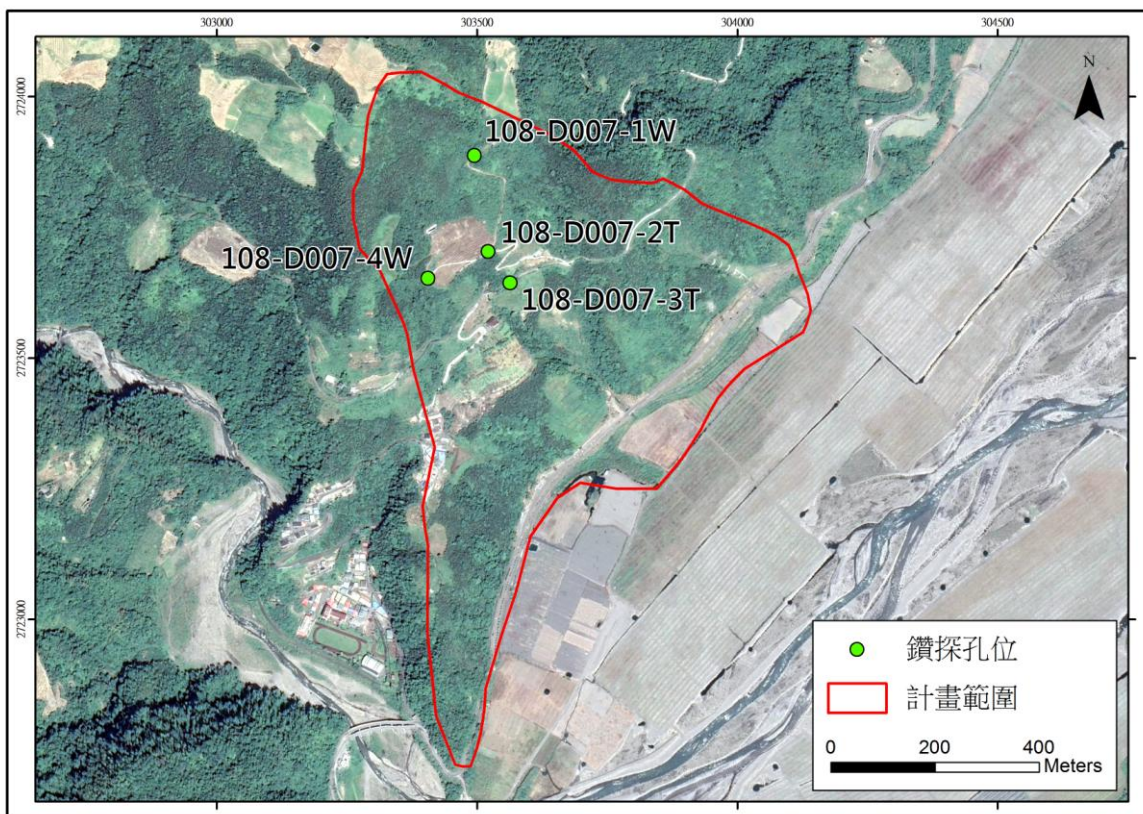


圖 2.2.2-1 地質鑽孔配置圖

Figure 2.2.2-1 Distribution of geological boreholes

108-D007-1W

深度(m)	岩芯記錄
0.00-0.25	表土。
0.25-4.55	崩積土夾板岩屑。
4.55-21.80	崩積層，以板岩碎屑及岩塊為主。21.7-21.8m為剪裂帶，以板岩角礫夾泥為主。
21.80-24.70	崩積層，以變質砂岩岩塊為主，具銹染現象。
24.70-37.10	崩積層，以板岩岩塊及板岩屑及剪裂泥為主。剪裂跡象明顯。
37.10-39.40	崩積層，以板岩夾變質粉砂岩為主。
39.40-42.50	崩積層，以板岩為主局部夾變質砂岩，具明顯剪裂跡象，為主要剪裂帶。
42.50-60.95	板岩夾變質粉砂岩為主。
60.95-62.00	變質砂岩。
62.00-66.40	板岩夾變質粉砂岩，63.7-64.35m剪裂破碎。
66.40-80.00	變質砂岩夾板岩，73.2-73.4m及70.15-72.4m砂岩顆粒較粗。

108-D007-2T

深度(m)	岩芯記錄
0.00-72.20	崩積層。岩塊以板岩及變質砂岩夾雜。其中0.0-35m以板岩岩塊為主，35m後岩塊岩性轉為板岩夾薄層變質砂岩，50m後岩塊岩性轉為變質砂岩為主，其中56.4-70.2m為變質砂岩塊體。
72.20-74.00	變質砂岩為主，含石英脈，夾薄層板岩。
74.00-88.00	板岩夾變質粉砂岩。其中，81.2-81.6m為變質粉砂岩。
88.00-98.00	變質砂岩為主，夾薄層板岩。
98.00-100.00	板岩夾變質粉砂岩。

108-D007-3T

深度(m)	岩芯記錄
0.00-0.15	表土。
0.15-64.00	崩積層。岩塊以板岩及變質砂岩夾雜。38.08-38.9m、40.0-40.15m、40.3-40.56m、40.9-41.2m為剪裂帶，42.0-48.0m為粗顆粒變質砂岩岩塊，其下49.2-64.0m為剪裂帶。
64.00-72.00	深灰色板岩層，劈理呈高角度。

108-D007-4W

深度(m)	岩芯記錄
0.00-0.15	表土。
0.15-0.55	崩積土夾岩屑。
0.55-23.65	崩積層，岩塊以板岩為主。
23.65-67.00	板岩層，岩體大致完整。
67.00-88.00	變質砂岩夾板岩。

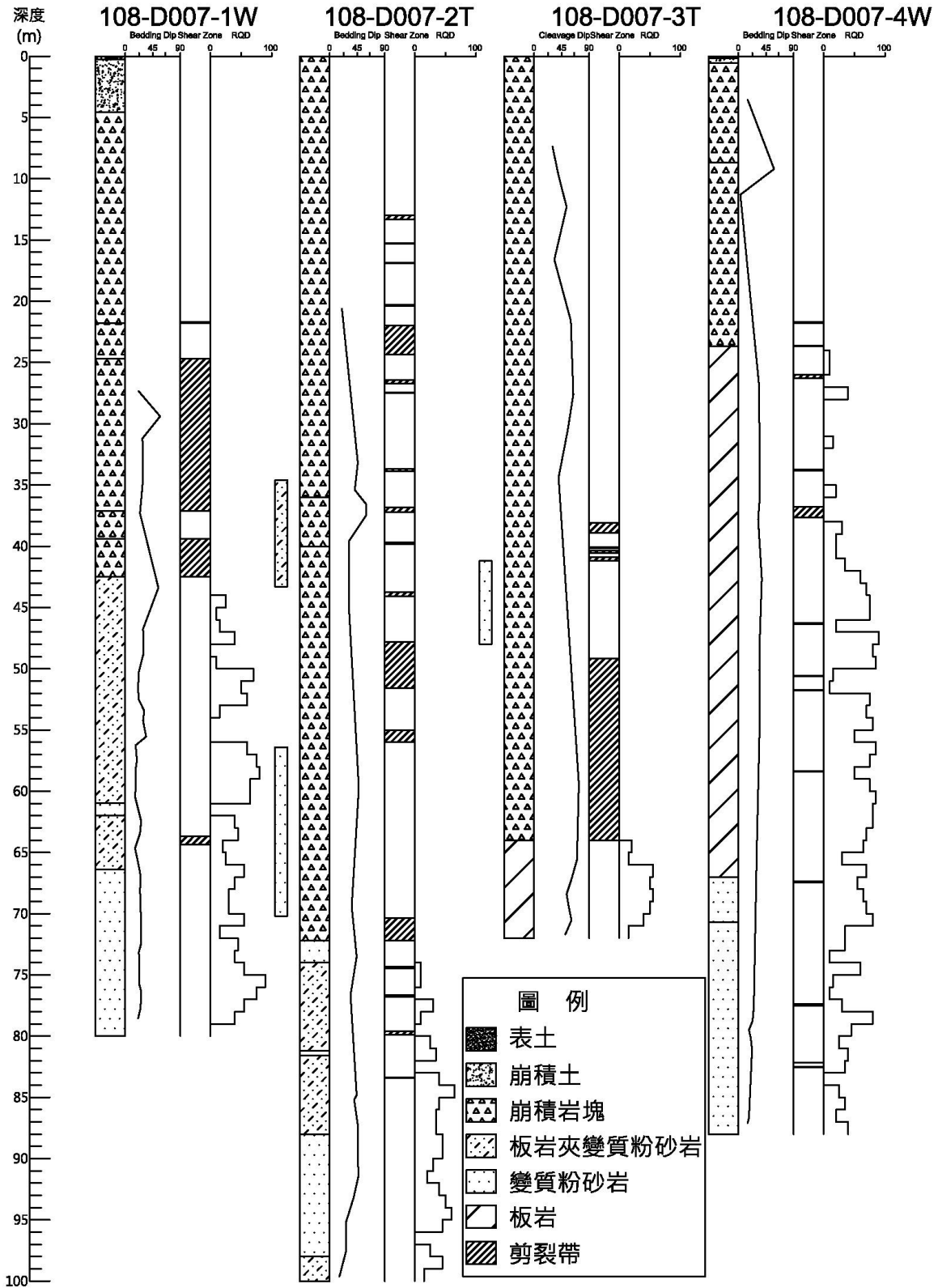


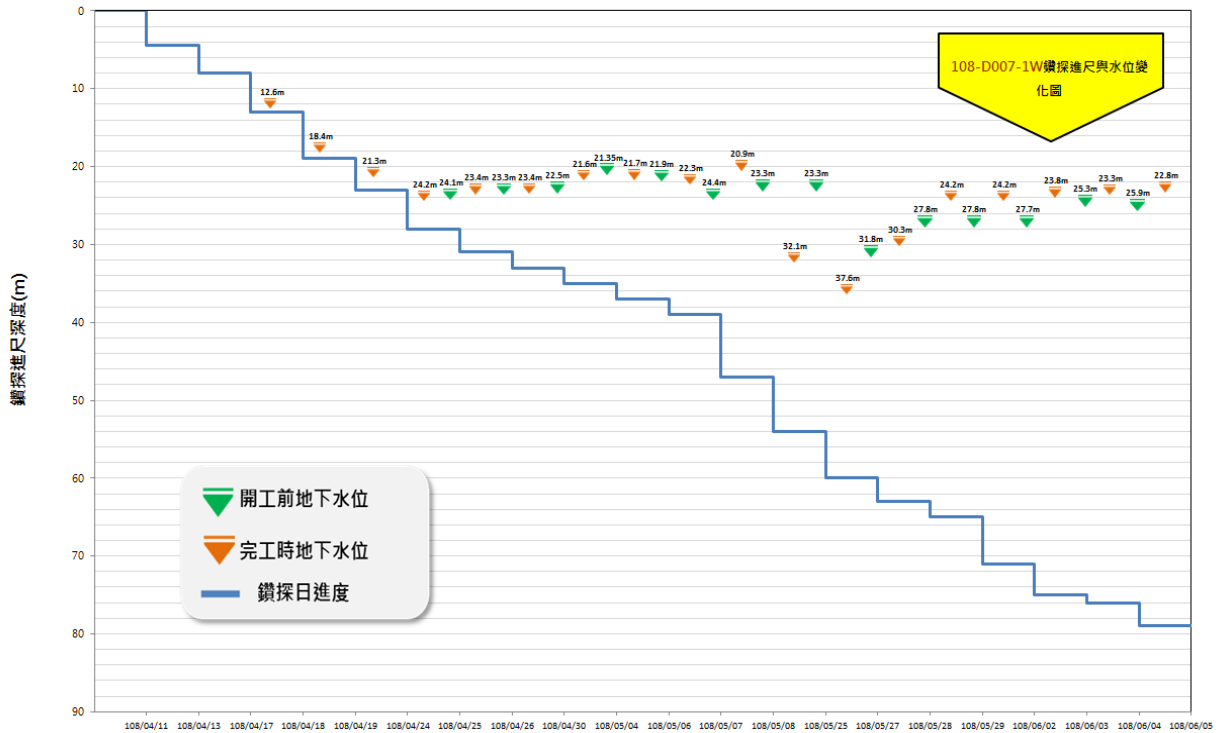
圖 2.2.2-2 鑽孔岩芯柱狀圖

Figure 2.2.2-2 The coregraph of all boreholes

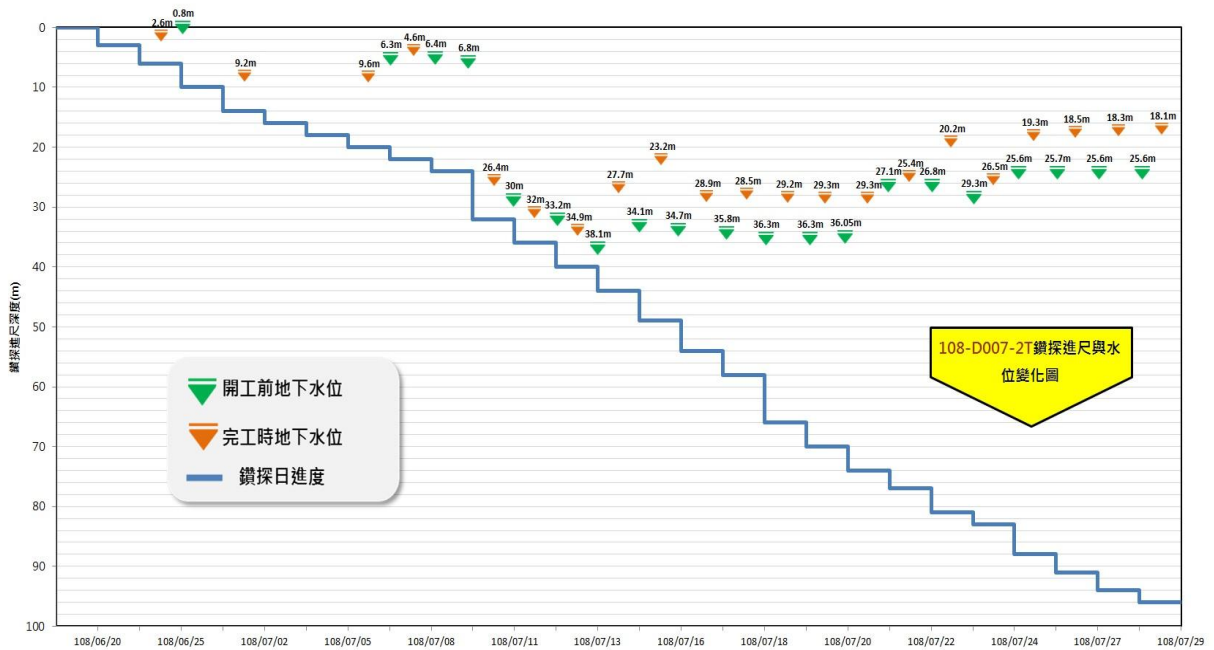
鑽探期間水位變化記錄如圖 2.2.2-3，鑽探進尺及地下水位係以透過每日鑽探記錄，將其以圖形化方式呈現，藉由每日的水位變化，可輔助於各項孔內調查前，初判不同深度之岩層透水能力及是否會有地下水補注或流出的情形，其中開工及完工水位之量測，係以採用水位量測儀直接置入井內量測而得。

鑽探期間水位變化紀錄顯示，108-D007-1W 鑽探於 50 公尺前之水位隨鑽探進尺降至 24 公尺左右，而當鑽探深度超過 50 公尺時，地下水位瞬間下降至 37.6 公尺，而後隨鑽探進尺增加慢慢回升至 25.9 公尺左右，顯見 50 公尺附近的地層或裂隙可能透水性較高。108-D007-2T 的地下水位受到地層裂隙的影響，當鑽探深度達 34 公尺時，地下水位也隨之下降至 30 公尺以下，持續到鑽探深度超過 74 公尺時，地下水位才慢慢回升至 25 公尺左右的深度。108-D007-3T 的地下水位受到地層剪裂帶與灌漿影響，其地下水位在地表與深度 39 公尺之間來回震盪。108-D007-4W 的地下水位變化不大，當鑽探深度超過 47 公尺時，地下水位穩定維持在 40 公尺左右的深度。

本計畫挑選 108-D007-1W、108-D007-4W 等兩處地質鑽孔建置為水位觀測井，並由鑽探水位及孔內探測成果決定開篩深度位置，各項建置資訊及示意圖如表 2.2.2-1 及圖 2.2.2-4 所示。



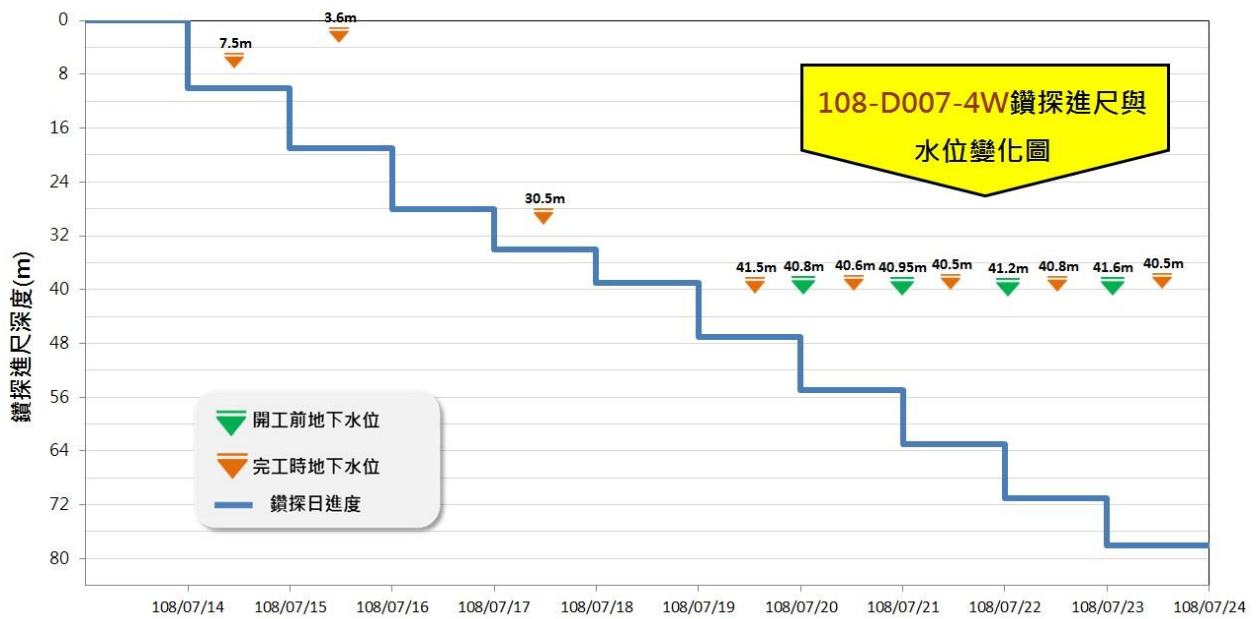
(a) 108-D007-1W 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(b) 108-D007-2T 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(c) 108-D007-3T 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(d) 108-D007-4W 鑽探進尺與地下水位變化關係圖

圖 2.2.2-3 鑽探進尺與地下水位變化關係圖

Figure 2.2.2-3 Variations of the groundwater levels during drilling process

表 2.2.2-1 D007 梵梵場址水位觀測井建置資訊

Table 2.2.2-1 Observation well construction information at D007 Fanfan site

孔號	井深(m)	皂土(m)	開篩位置(m)
108-D007-1W	80	50-52	53-80
108-D007-4W	88	36-38	39-88

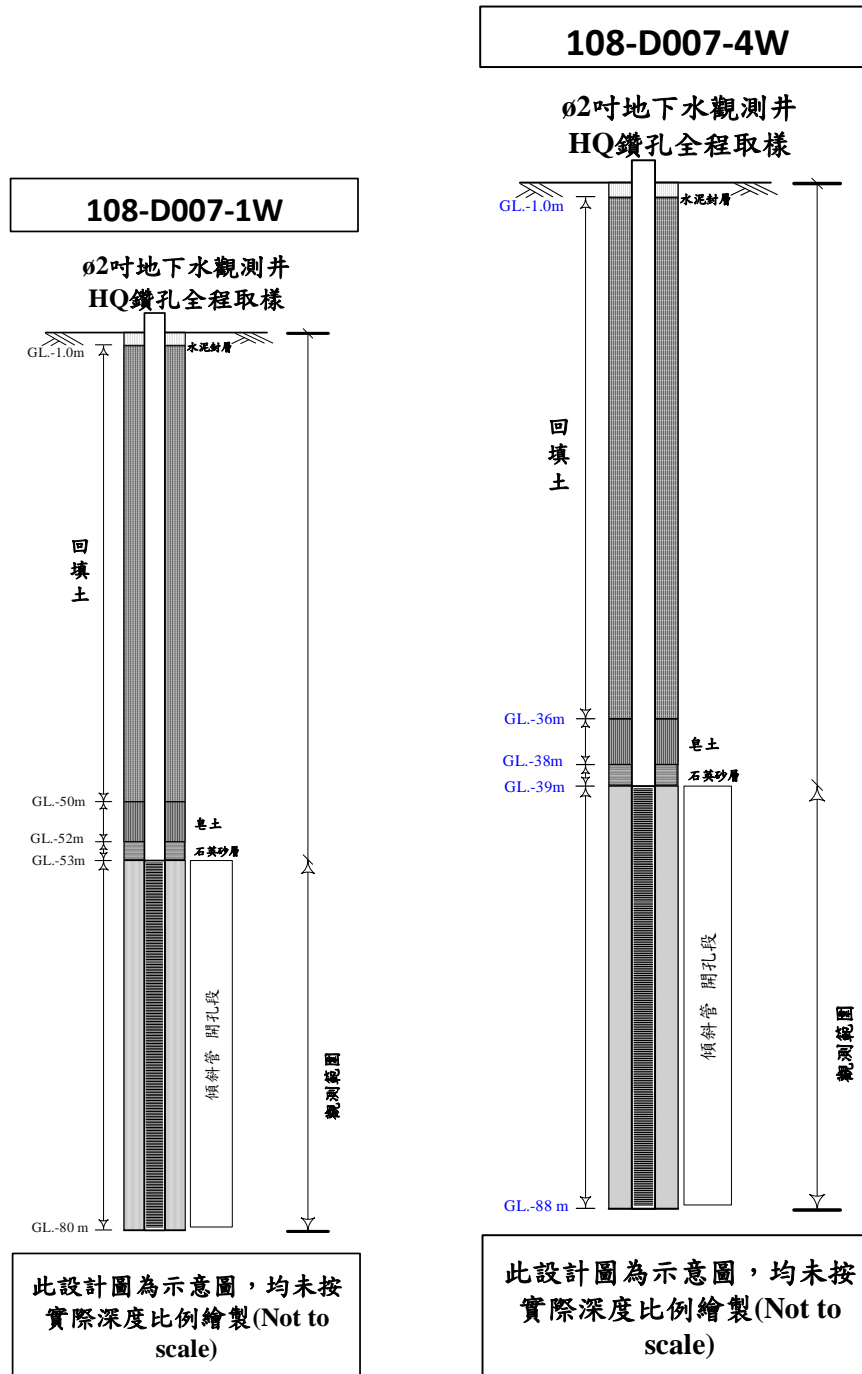


圖 2.2.2-4 D007 梵梵場址水位觀測井井體設計示意圖

Figure 2.2.2-4 Schematic drawing of the design of the Observation well at D007 Fanfan site

3. 地表地質調查

地表地質調查主要沿研究區內及區外農路調查，並沿研究區內中央蝕溝與南側蝕溝找尋岩層露頭及下邊坡側崩體之滑動界面。

(1) 不連續面或地質弱面之特性

場址附近之弱面位態經現場調查統計，大致主要為 2 組，節理面分別為北偏東 8 度向東傾斜 58 度及北偏東 66 度向東南傾斜 86 度，區內各調查點節理面位態調查統計如下圖 2.2.3-1。

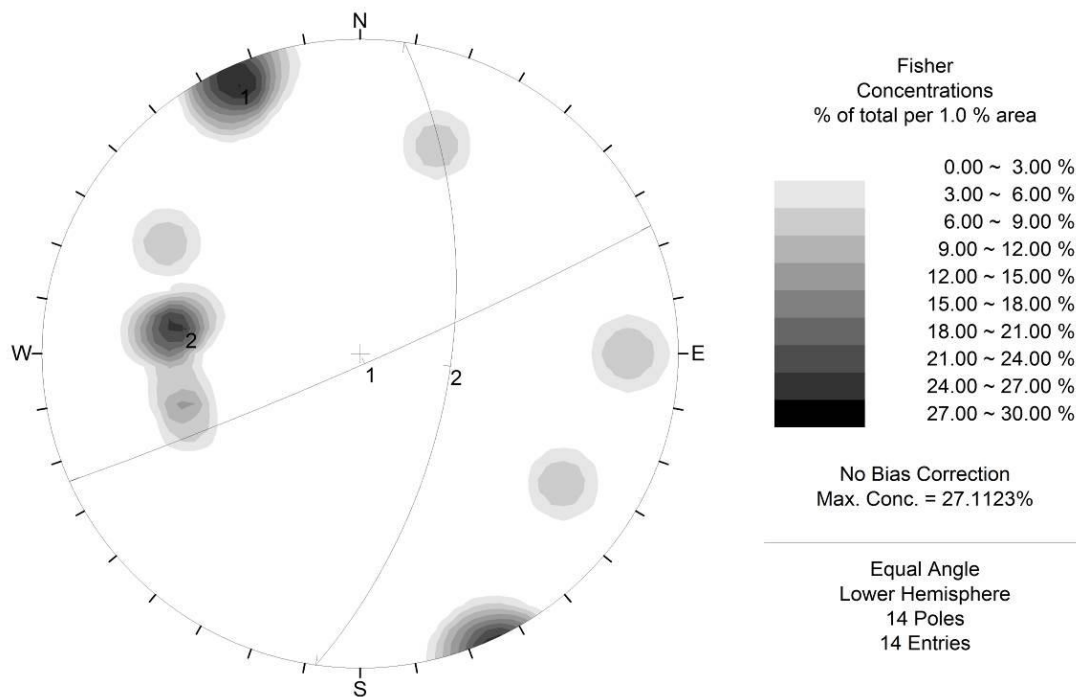


圖 2.2.3-1 節理位態投影統計圖

Figure 2.2.3-1 The stereographic projection of joints sets of this area

(2) 岩層分布

綜合地表地質調查與地下地質調查，現場調查照片及拍攝位置詳圖 2.2.3-2，本區大致可區分為五層。分別為變質砂岩夾板岩(Mss)、板岩層(SI)、沖積層(a)、崩積層(col)、蝕溝沖積扇堆積層(f)。地表地質圖繪製如圖 2.2.3-3、地質剖面如圖 2.2.3-4。

變質砂岩夾板岩(Mss)

本層主要出露於場址上邊坡，場址外北側及梵梵溪河谷，岩性以變質砂岩夾板岩為主，板岩厚度由數公分至數公尺不

等，部份夾薄層變質粉砂岩，故可於岩芯板岩層仍可辨識層理，對應區域地質應屬四稜砂岩。

板岩層(S1)

岩性以板岩為主，主要分布於場址下邊坡側及場址外南側台七線及梵梵溪南岸。場址下邊坡側的板岩劈理位態混亂，研判應受先期重力變形(GSD)所致，較明顯的露頭在場址南側臨台七線英士橋前，由該露頭研判變形模式應屬 flexural topple，近期的邊坡破壞為 flexural topple 引致的較破碎岩體，再受侵蝕崩塌所致。

沖積層(a)

本層分布於場址外東側之蘭陽溪及南側的梵梵溪河床，為近代溪流之沈積物。

崩積層(col)

本層為近年邊坡破壞崩落堆積於坡面。

崩滑體(lm)

本層係本場址最主要之崩塌堆積物，岩芯保留數公尺的大型變質砂岩岩塊，推判該崩塌型態可能近似於 slump。

蝕溝沖積扇堆積層(f)

本層沿主要分布於場址下邊坡側台七線，為場址內侵蝕溝沖蝕先期 flexural topple 引致的較破碎岩體堆積而來。

(3) 地質構造

區域地質資料顯示牛鬥斷層通過本場址，地表地質調查資料顯示場址上邊坡為變質砂岩夾板岩，下邊坡側為板岩，岩性呈不連續，而三星地質圖幅說明書所指牛鬥斷層出露位置如今已邊坡整治覆蓋，未見斷層確實位置；鑽探資料亦顯示上邊坡為變質砂岩夾板岩，下邊坡側為板岩，各鑽孔間岩性為不連續之狀態；目前調查成果僅地電阻剖面有疑似斷層通過之跡象，故以地電阻資料為主，輔以地表地質調查資料推測斷層可能通過位置。

(4) 人工構造物之變形與破壞

人工構造物之破壞主要集中在場址內平台的農路鄰場址邊界，北側邊界附近亦有其他崩塌，故破壞範圍較廣，場址西側邊界往英士部落道路沿線均有破壞情形，且宜蘭縣政府原住民事務所「英士村原住民部落基礎環

境改善計畫工程-全區地質環境調查分析」案鑽孔監測資料亦顯示，該區活動性甚高。

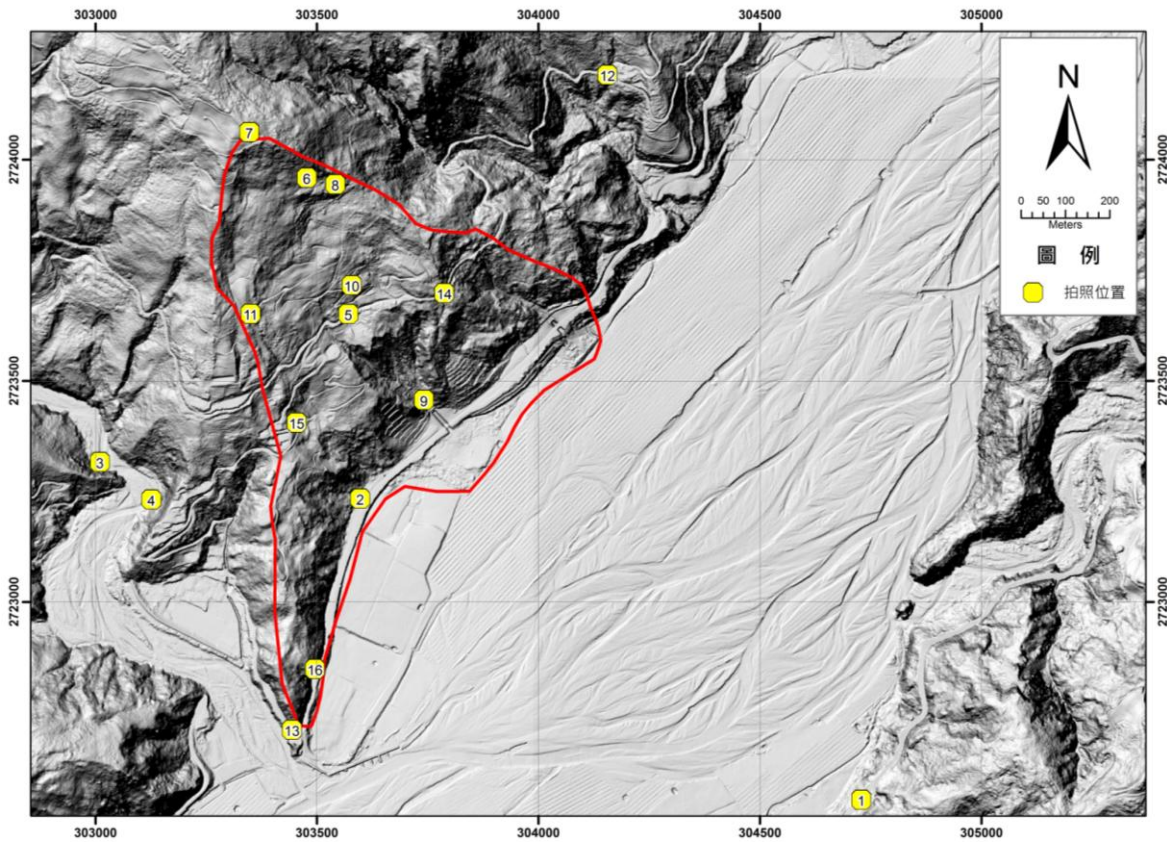


圖 2.2.3-2 現地調查照片及拍攝位置

Figure 2.2.3-2 The photos of survey and the location of the photo



照片 1.由蘭陽溪東岸遠眺本案場址，地形最明顯為場址下邊坡側的侵蝕溝



照片 2.本場址下邊坡側的沖積扇堆積



照片 3.梵梵溪南岸出露的四稜砂岩



照片 4.地質圖幅說明書所指牛鬥斷層出露處已被覆蓋



照片 5.場址內坡腹區的侵蝕溝上緣目前已有縱向排水溝



照片 6.場址內唯一出露的岩石露頭，位處上邊坡側，為四稜砂岩



照片 7.場址外上邊坡側出露的板岩，研判屬四稜砂岩內所夾之板岩



照片 8.場址上邊坡殘存的變質砂岩大型岩塊



照片 9.場址下邊坡侵蝕溝內的老崩積層



照片 10.場址內的近期崩塌殘跡



照片 11.場址內西側的乾溝，推測為早期大型崩塌雁行排列張裂隙的一部份



照片 12.場址外北側山頭出露的四稜砂岩



照片 13.場址內近期崩塌所引致的人工構造物開裂



照片 14.場址南側臨台七線的重力變形



照片 15.場址西側往英士村的道路破壞



照片 16.坡址臨台七線因重力變形引致岩層位態混亂無一致性

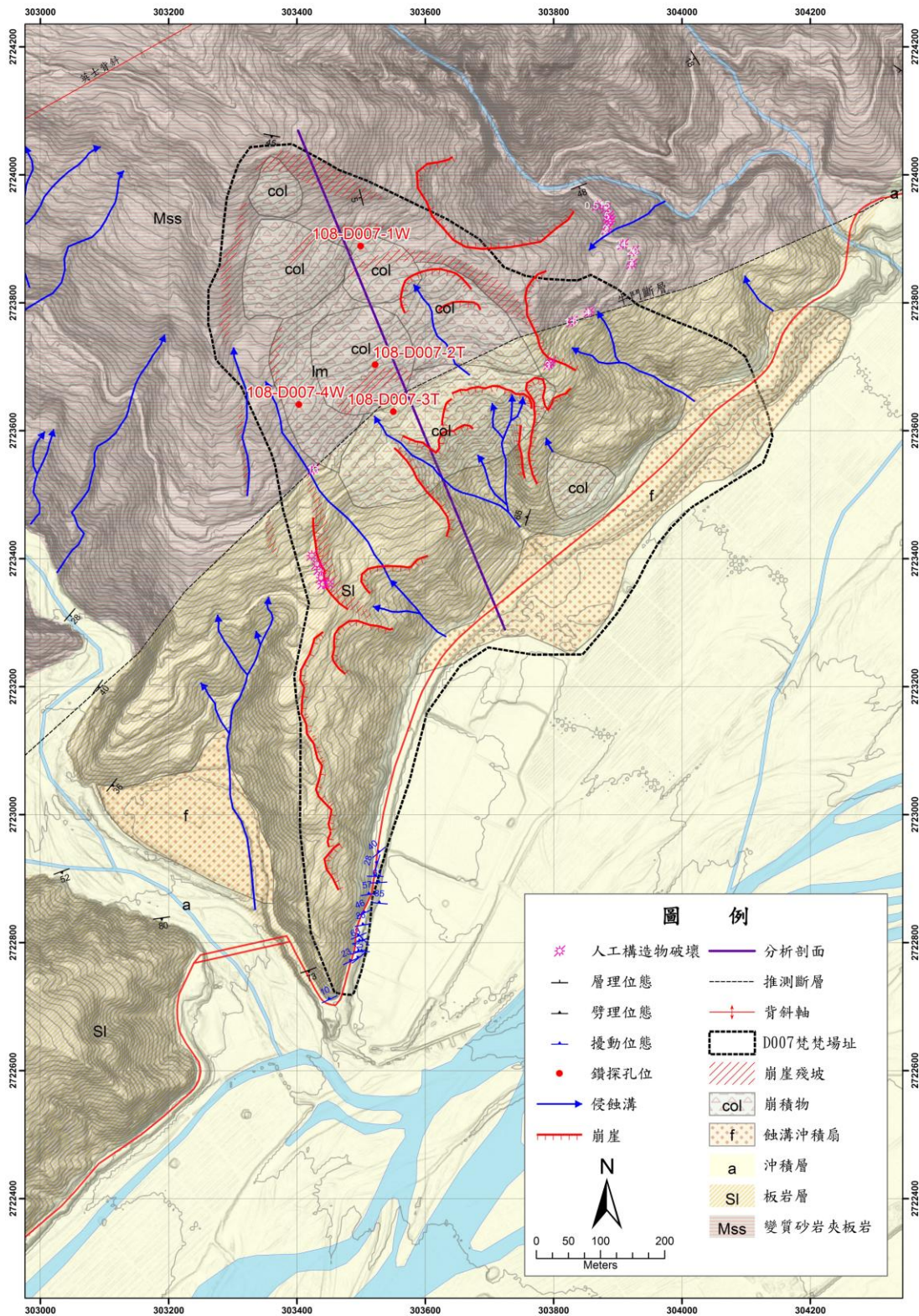


圖 2.2.3-3 梵梵場址地表地質圖

Figure 2.2.3-3 The surface geologic map of this site

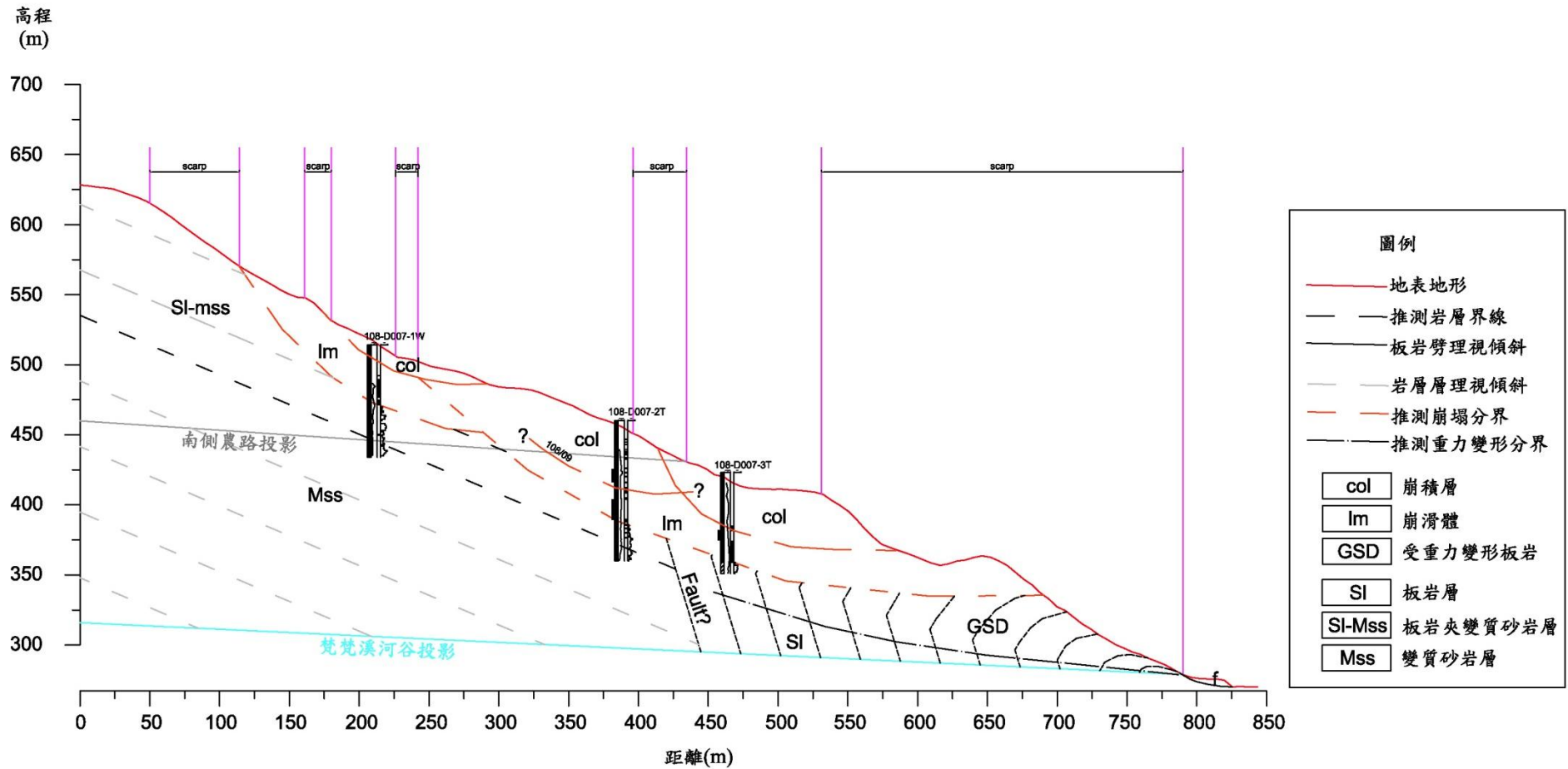


圖 2.2.3-4 場址地質剖面圖

Figure 2.2.3-4 The geological profile of this area

4. 孔內試驗

由於坡地岩層存在諸多複雜地質構造及岩性差異，往往導致所對應的水文地質特性也隨之不同，如能透過孔內試驗來獲取岩層各項水文地質參數，除能釐清場址水文地質的不確定性外，亦可藉以評估坡地的穩定性。孔內水文地質調查係透過不同型式的探測裝置和試驗方法，直接或間接獲知地質構造、岩性分布及裂隙位態，並可搭配鑽探紀錄之水位變化來掌握潛在地下水流動路徑，是坡地工程調查相當關鍵的核心技術之一。本計畫已針對梵梵崩塌地場址 108-D007-1W 及 108-D007-2T 鑽孔進行一系列之水文地質試驗調查，包含(1)孔內攝影調查；(2)孔內電井測調查；(3)孔內地下水流速與流向調查；(4)孔內井徑調查；(5)封塞水力試驗，所獲得的資料除可瞭解場址裂隙岩體之水力參數、岩層的層次分布及邊坡的滑動潛勢外，亦能回饋後續水文地質模式在計算降雨促崩之邊坡穩定分析。各項試驗之調查成果分述如后。

(1) 孔內攝影調查

本計畫已完成 108-D007-1W 及 108-D007-2T 鑽孔的孔內攝影調查，由於本調查範圍崩積層含有較多的板岩碎屑及變質砂岩岩塊與多處剪裂帶，導致鑽孔自立性差且易坍塌，因此需放置套管以保護孔壁。此外，井測資料需要地下水做為訊號傳輸的介質，因此實際的調查起始位置及範圍為套管底部或水位面至孔底之深度，如表 2.2.4-1 所示。

表 2.2.4-1 孔內岩體裂隙位態調查範圍

Table 2.2.4-1 The borehole Investigation interval of the fracture attitude

孔號	攝影範圍 (m)	地下水位 (m)	套管深度 (m)	調查範圍 (m)
108-D007-1W	1.75-80.0	26.2	35.7	35.7-80.0
108-D007-2T	2.5-100.0	30.0	14.0	30.0-100.0

本計畫配合鑽探岩心檢視及岩性描述將影像之不連續面區分為裂隙(Fracture)、劈理(Cleavage)及剪裂帶(Shear zone)三類，計算每一條不連續面的位態，同時繪製位態蝌蚪圖、傾向、傾角、破碎帶寬、層面頻率及裂隙頻率隨深度之柱狀圖(由左至右)，108-D007-1W 及 108-D007-2T 鑽孔的不連

續面標註結果分別如圖 2.2.4-1 及圖 2.2.4-2 所示。透過每一條不連續面的標定，可將位態傾向與傾角繪製立體投影分析圖，透過投影圖中之極點分布來決定場址地層不連續面之位態，並分別將傾向及傾角分布以直方圖的型態呈現。108-D007-1W 鑽孔的位態分析結果如圖 2.2.4-3 所示，可知劈理面位態方向較具一致性，其平均傾向為 156 度、傾角為 32 度，而透過 65.5m 以上岩層裂隙分析結果可知主控傾向為 144 度、傾向為 37 度，剪裂帶傾向為 160 度、傾角為 34 度，兩者的位態與劈理面差異不大。反觀在 65.5m 以下岩層則存在第二組的裂隙群集因此傾向與上部岩層不同，其傾向為 104 度，相形之下傾角的差異性則較小，為 34 度，最後由整孔不連續面的統計分布可知平均的傾向為 147 度、傾角為 32 度 108-D007-2T 鑽孔的位態分析結果如圖 2.2.4-4 所示，可知劈理面位態傾向為 171 度、傾角為 54 度。另由裂隙及剪裂帶的分析結果可知兩者方向趨於一致，其中裂隙位態傾向為 151 度、傾角 58 度，剪裂帶的位態傾向為 152 度、傾角為 61 度。而由整孔不連續面的統計分布可知平均的傾向為 161 度、傾角為 57 度，相對於 108-D007-1W 鑽孔其傾向差異不大，然傾角則有明顯提升之趨勢，茲將兩鑽孔的位態分析結果彙整如表 2.2.4-2 所示。

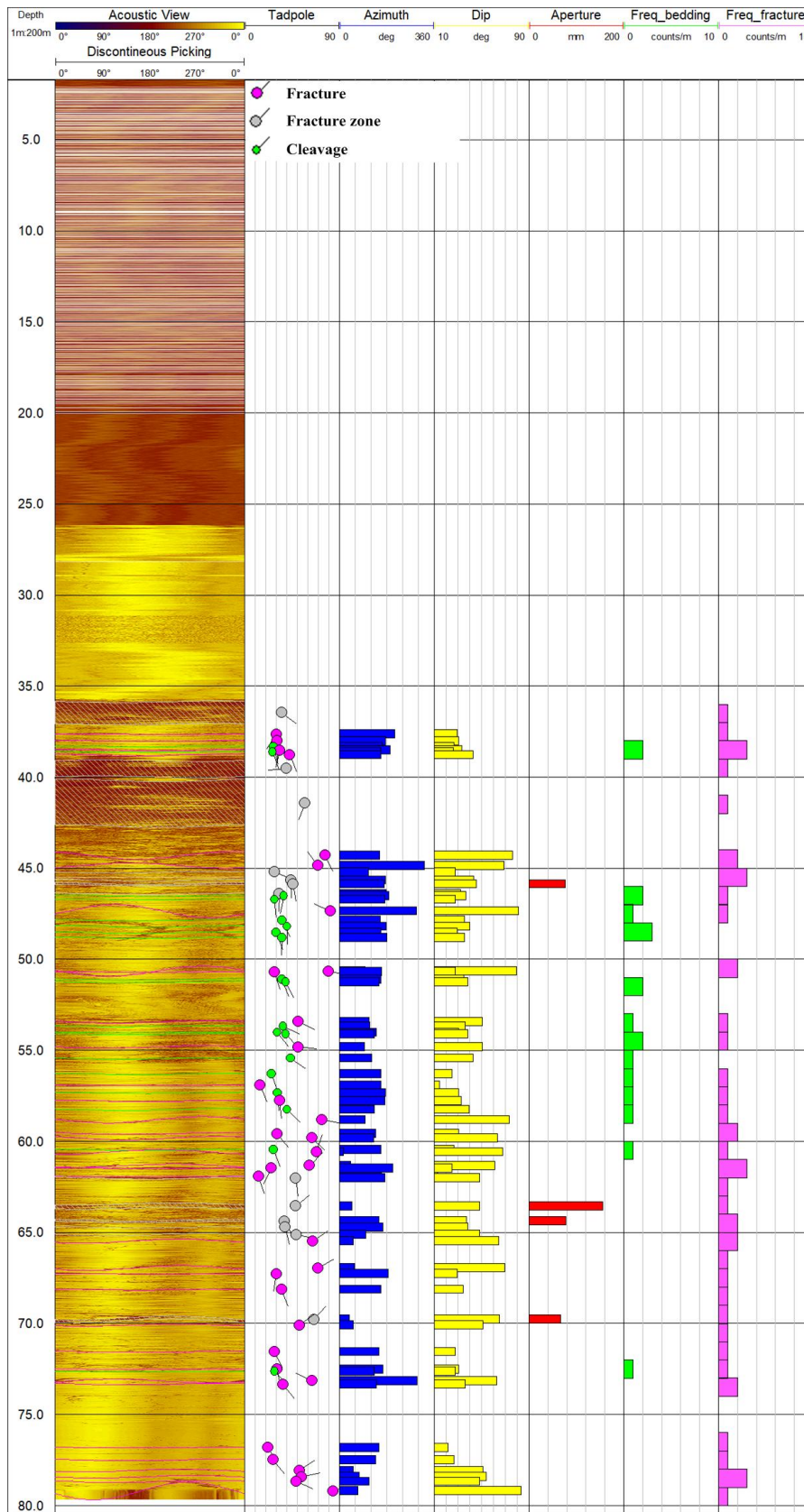


圖 2.2.4-1 108-D007-1W 鑽孔不連續面分類與位態分布圖

Figure 2.2.4-1 Types of different discontinuous and their orientation distribution along depth (borehole 108-D007-1W)

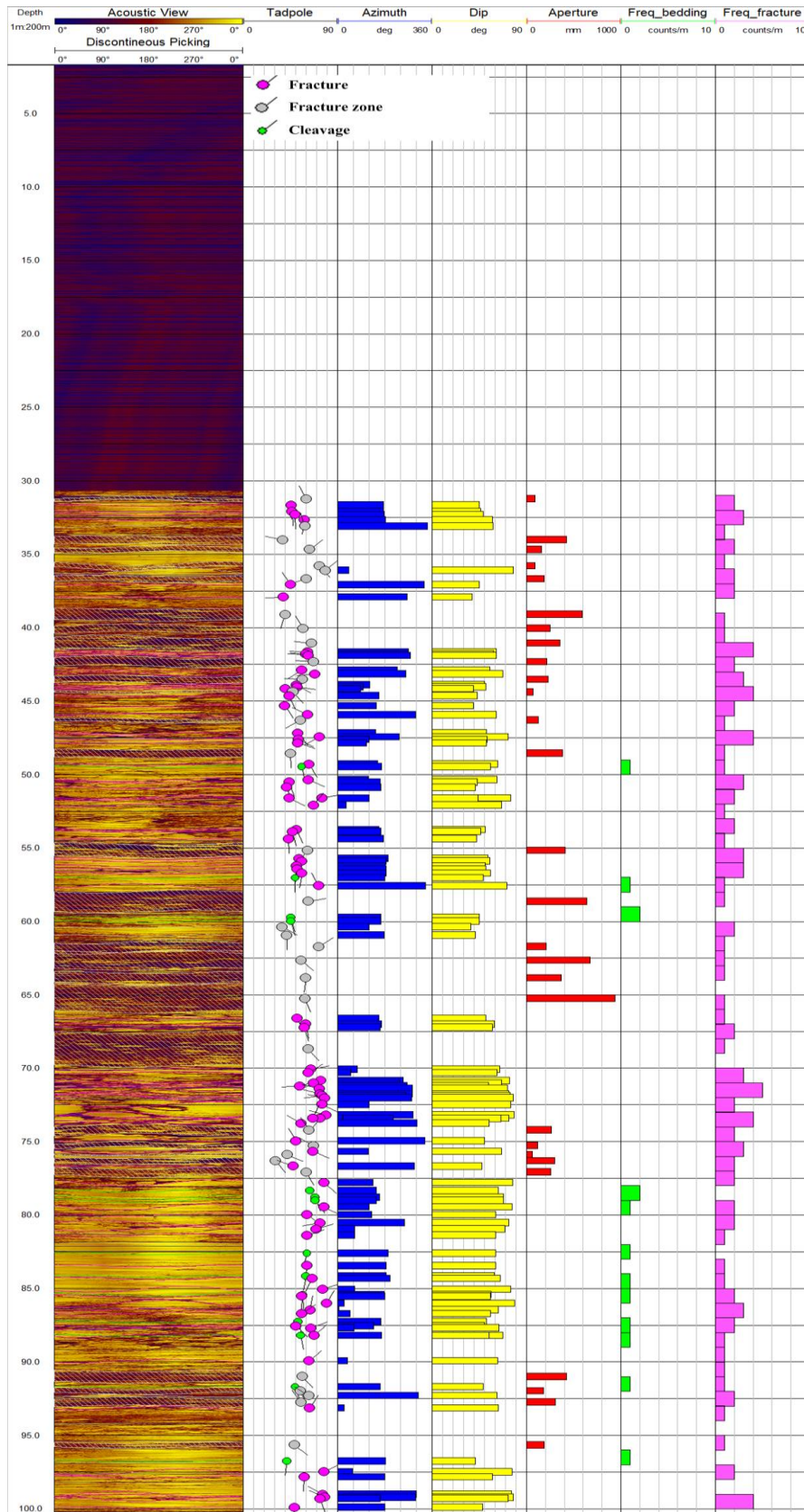


圖 2.2.4-2 108-D007-2T 鑽孔不連續面分類與位態分布圖

Figure 2.2.4-2 Types of different discontinuous and their orientation distribution along depth (borehole 108-D007-2T)

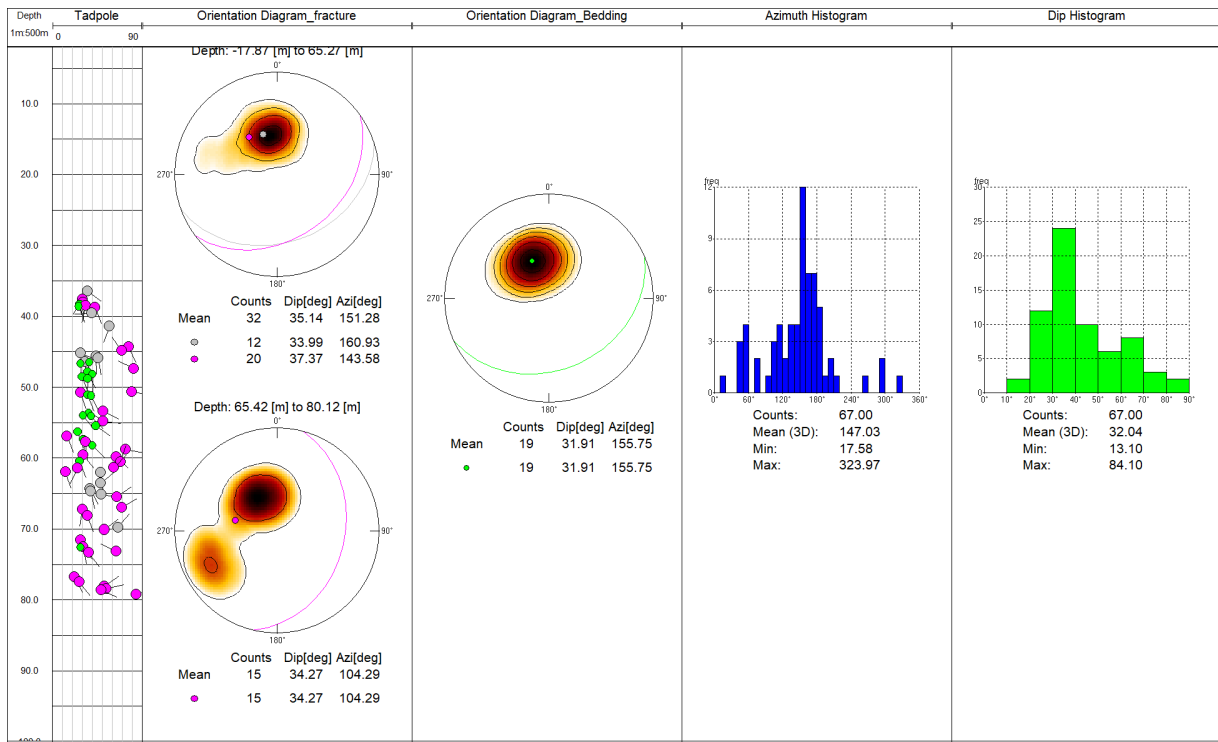


圖 2.2.4-3 108-D007-1W 鑽孔不連續面分類與位態立體投影圖

Figure 2.2.4-3 Stereographic projection analysis of discontinuities and their orientation statistics (borehole 108-D007-1W)

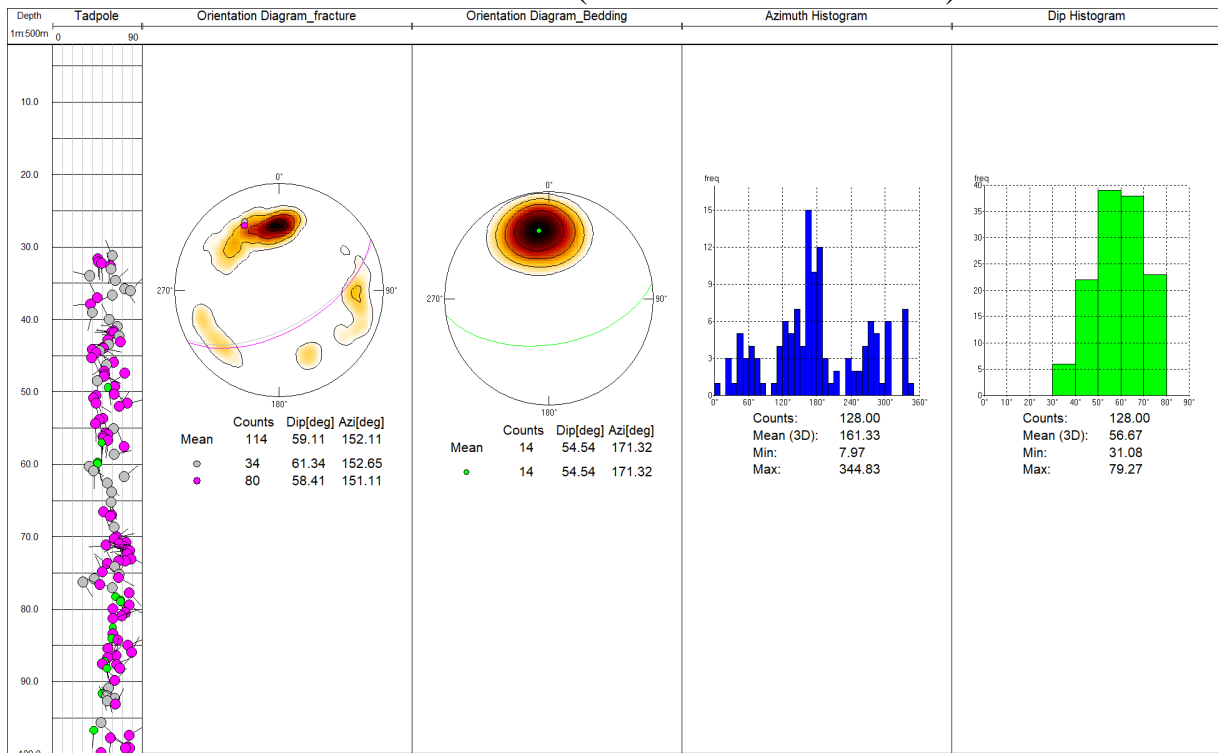


圖 2.2.4-4 108-D007-2T 鑽孔不連續面分類與位態立體投影圖

Figure 2.2.4-4 Stereographic projection analysis of discontinuities and their orientation statistics (borehole 108-D007-2T)

表 2.2.4-2 孔內岩體裂隙位態調查成果

Table 2.2.4-2 Investigation results of borehole televiewer logging

孔號	影像分析區段 (m)	不連續面型態	不連續面數量	主控位態 (傾向/傾角)	平均位態 (傾向/傾角)
108-D007-1W	35.7-80.0	劈理	19	N156/32	N147/32
		裂隙(0~65.5m)	20	N144/37	
		裂隙(65.5~80m)	15	N104/34	
		剪裂帶	12	N161/34	
108-D007-2T	30.0-100.0	劈理	14	N171/54	N161/57
		裂隙	34	N151/58	
		剪裂帶	80	N152/61	

透過鑽孔岩芯判釋來統計弱面分布與其位態等，幾何特性實際上會受到鑽孔之現地狀況限制，例如：岩芯破碎導致無法提取、鑽探提取過程因解壓造成破裂，而孔內攝影的位態分析結果可改善上述限制並提高調查的精度，本計畫比對孔內攝影與鑽探岩心紀錄的位態調查結果，針對 108-D007-1W 以及 108-D007-2T 兩鑽孔的裂隙與層面的傾角進行比對，結果分別如圖 2.2.4-5 與圖 2.2.4-6 所示。

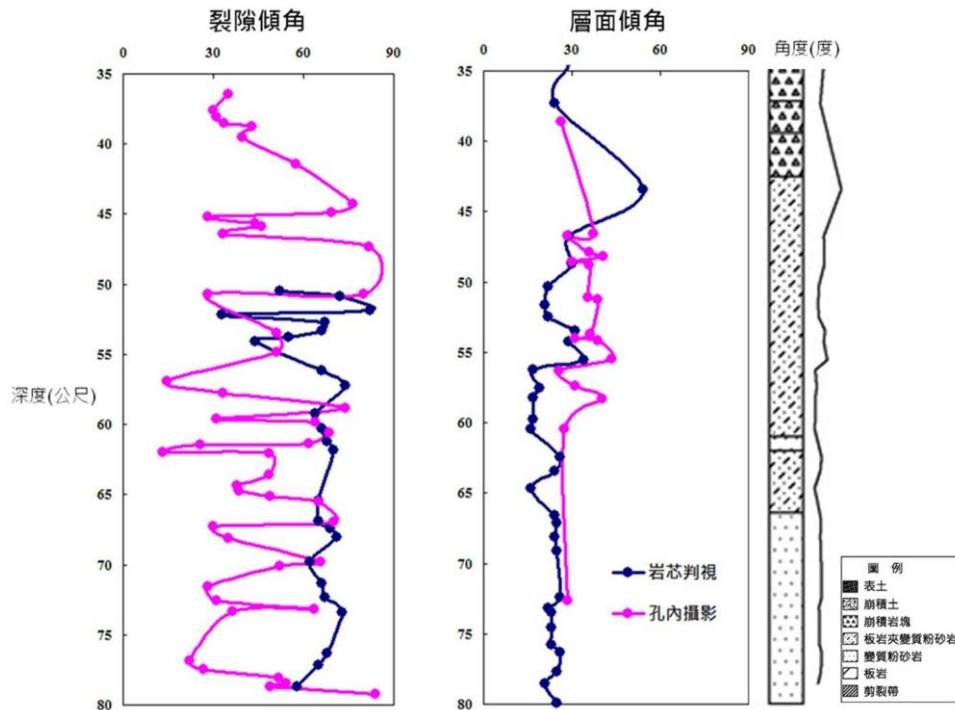


圖 2.2.4-5 108-D007-1W 鑽孔層面與裂隙位態比對結果

Figure 2.2.4-5 Comparison of dip angle variation of fracture and cleavage between rockcores and televiewer logging data in the borehole 108-D007-1W

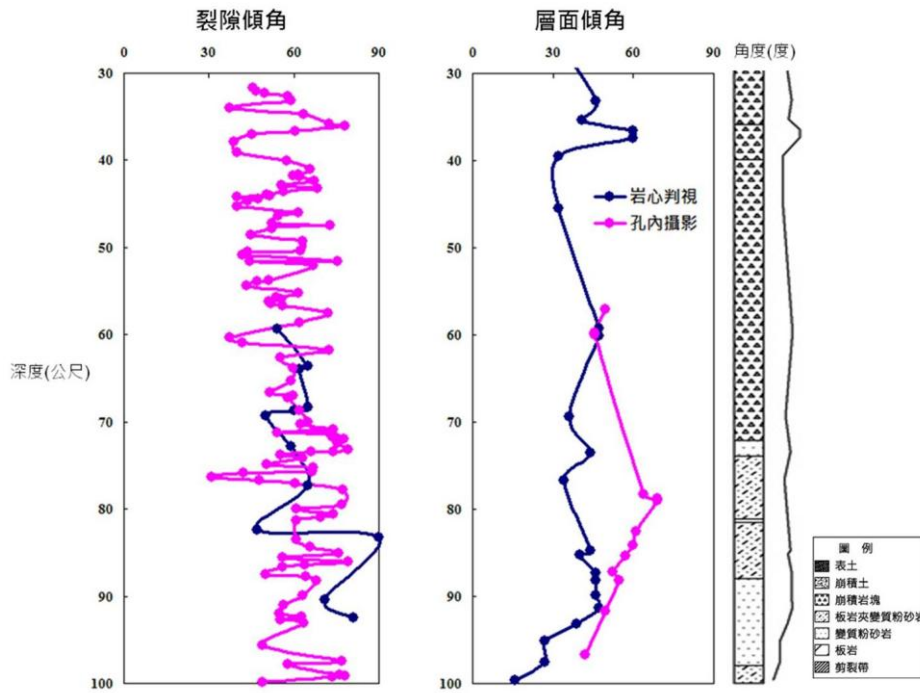


圖 2.2.4-6 108-D007-2T 鑽孔層面與裂隙位態比對結果

Figure 2.2.4-6 Comparison of dip angle variation of fracture and cleavage between rockcores and televiewer logging data in the borehole 108-D007-2T

根據圖 2.2.4-5 與圖 2.2.4-6 的比對結果可知，整體而言，孔內攝影與鑽探岩心紀錄的傾角大致上相同，孔內攝影可標示的裂隙分布範圍較廣，由於可以避免岩芯因鑽探過程解壓或沖洗造成失真的影像，標示出的裂隙數量也較為完整，可做為補遺鑽孔資料之依據。

此外，為提升滑動機制判斷之準確度，本計畫將另加值分析音射式孔內探測儀(HiRAT)所側錄之音波反射振幅(Amplitude)特徵，藉此岩體結構特徵解析技術模擬鑽孔的井徑變化，可確實掌握各鑽孔岩層結構情形。108-D007-1W 鑽孔的音波反射振幅模擬如圖 2.2.4-7 所示，本孔 36m 以下未受套管保護區段之岩盤強度隨深度由軟弱逐漸趨於強硬，地質材料組成也漸趨扎實完整，而在部分具明顯剪裂的區段，振幅反射強度訊號亦明顯較低。108-D007-2T 鑽孔的音波反射振幅模擬如圖 2.2.4-8 所示，其反射振幅變化明顯較 108-D007-1W 鑽孔大，說明地質材料組成複雜，造成岩盤強弱不一的情形，惟就整體趨勢觀之岩盤強度有隨深度增加之趨勢。

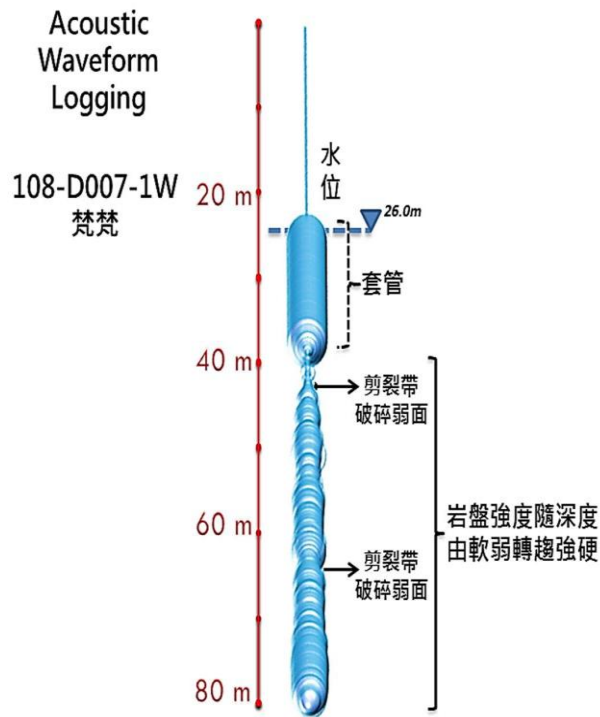


圖 2.2.4-7 108-D007-1W 鑽孔音波反射振幅模擬結果

Figure 2.2.4-7 Simulation of 3D borehole image using the reflected sonic amplitude of the borehole 108-D007-1W

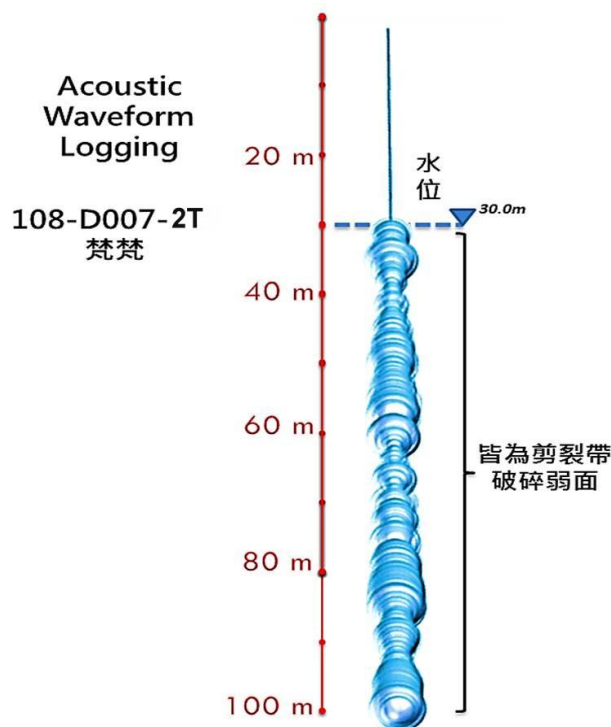


圖 2.2.4-8 108-D007-2T 鑽孔音波反射振幅模擬結果

Figure 2.2.4-8 Simulation of 3D borehole image using the reflected sonic amplitude of the borehole 108-D007-2T

(2) 孔內電井測調查

孔內電測調查係以地球物理探勘的方式，將各式探測儀置於鑽孔或試驗井中，並在吊放或拉升的過程測錄電阻、自然電位差、放射線強度等來判定地層之特性，其應用早期係以資源探勘為主，近年來，電測也陸續開始投入至地下水、工程地質及岩石力學等相關調查中。本計畫所使用之電測探測儀內含正常態電阻率 (64" 及 16" normal resistivity)、單點電阻 (single-point resistance)、自然伽瑪(γ)幅射(natural gamma radiation)、自然電位(spontaneous potential)等，藉由其隨深度變化之探測結果，可用以界定地層岩性、判斷地層滲水或蓄水層位置、推估地層孔隙及其強度等。孔內井測施測資料在地質上之判釋如后。

受限於套管下放深度，108-D007-1W 鑽孔的電測訊號可解釋範圍為 35.7~80.0 m，其訊號隨深度變化如圖 2.2.4-9 所示，由於自然伽瑪射線訊號不受套管影響，因此可進行整孔的判釋，由訊號反應可知本孔可區分四個地層單元，其中 0-21m 變化較不明顯，說明區段崩積層的材料變異性低，多以板岩岩塊為主，相對之下 21~42.5m 訊號的震盪較為明顯，研判崩積層的材料組成異質性高，可能混雜不同板岩及砂岩塊，甚至剪裂泥等。另由 42.5~67m 的伽瑪訊號觀之整體偏高，而長短距及單點電阻則較低，且無顯著的變化，說明區段岩盤係以板岩為主，少部分區段如 60.5~62m 訊號反向則係因夾薄層砂岩導致。最後在深層岩盤 67~80m 可觀察到伽瑪訊號陡降，區段已漸變至以低放射含量較低之砂岩為主，惟層間諸多區段夾薄層板岩或剪裂泥導致訊號來回震盪，而電阻在 74~77m 間則呈現急遽抬升的反應，說明深層砂岩顆粒較粗，岩盤的膠結度有大幅提升之趨勢，此現象與聲波反射振幅的結果一致。

由於電測訊號需透過水作為傳輸之媒介，鑒於 108-D007-2T 鑽孔常時水位較低(30m)，因此採孔口注水方式施測以獲取更多的訊號，惟本孔上部岩層破碎導水性高，水位難以回升，故本孔電測可解釋範圍僅為 30.0~80.0 m，其訊號隨深度變化如圖 2.2.4-10 所示。因自然伽瑪射線不受水位影響，故可進行整孔的判釋，其測錄結果顯示訊號振盪甚為明顯，說明本孔地層材料組成複雜，岩體因破碎導致層間夾有許多岩塊、剪裂泥或互層之情形，

然由整體訊號變化仍可劃分四個層次，其中 50m 以上及 73~87m 的伽瑪射線偏高，區段應以板岩夾砂岩塊或剪裂泥為主，反之在 50~73m 及 87~100m 的訊號反向，地層則偏向以砂岩夾薄層板岩為主。本孔電阻反應與伽瑪相當，亦即在砂岩段的電阻值偏高，板岩段則反之，且砂岩層諸多區段因變質度較高或石英脈填充而導致電阻陡增，此現象尤以下部砂岩層最為明顯，說明岩盤的膠結度有隨深度提升之趨勢。

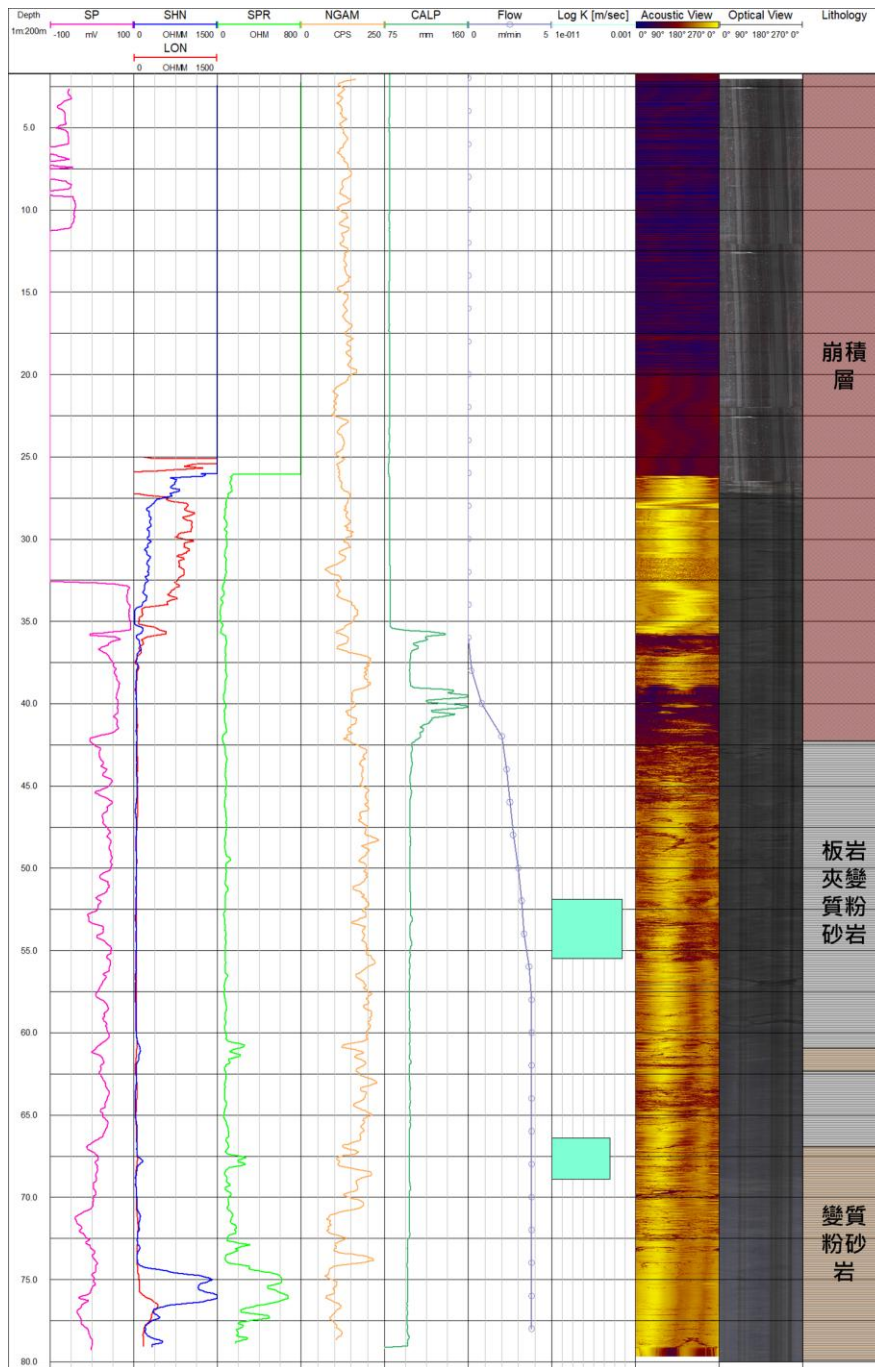


圖 2.2.4-9 108-D007-1W 鑽孔孔內井測結果

Figure 2.2.4-9 The integrated logging data of borehole 108-D007-1W

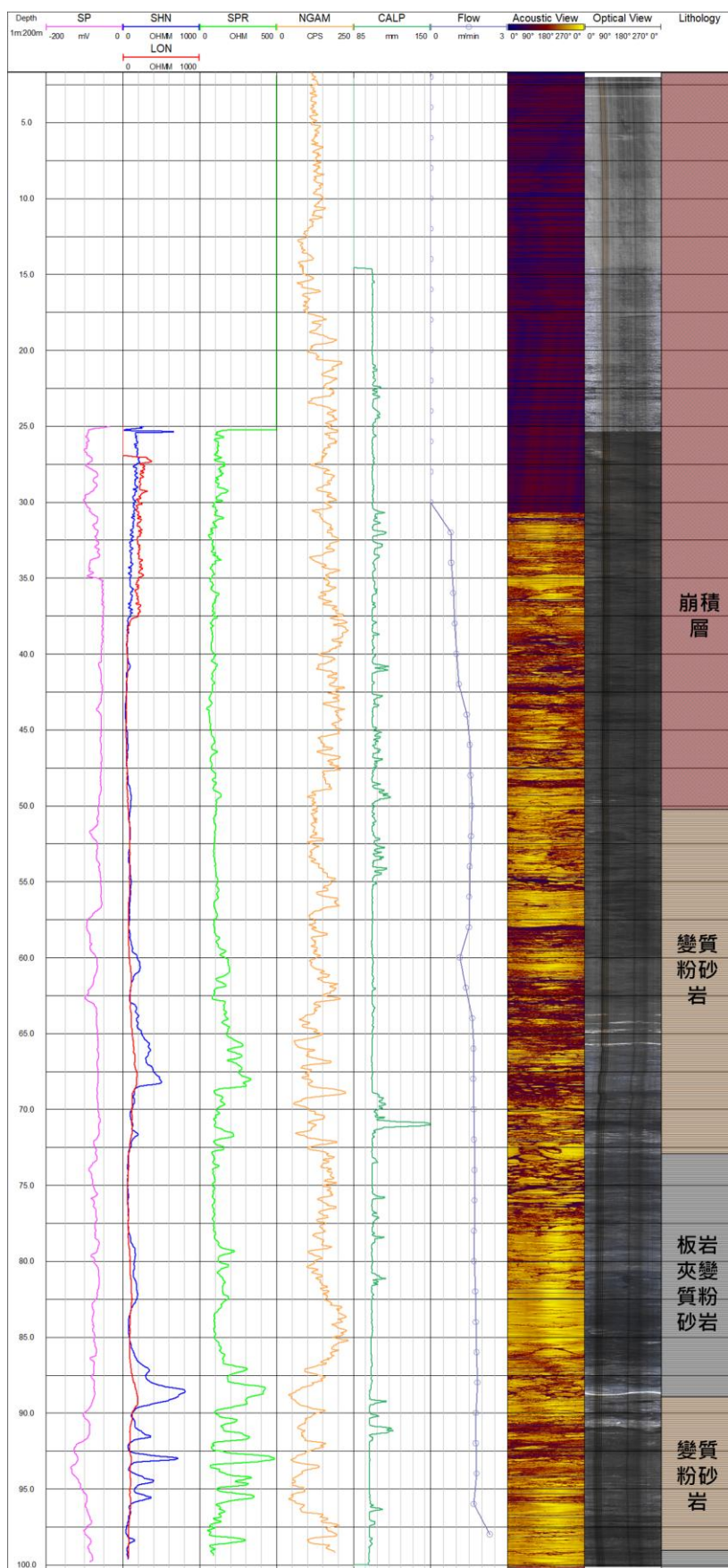


圖 2.2.4-10 108-D007-2T 鑽孔孔內井測結果

Figure 2.2.4-10 The integrated logging data of borehole 108-D007-2T

(3) 孔內地下水流速與流向調查

108-D007-1W 鑽孔之地下水流速實際調查範圍為 35.7~80.0m，其調查結果如圖 2.2.4-9 所示，可知本孔在孔底可量測到流速，說明在鑽探解壓後因裂隙連接到遠方較高水頭，導致含水層中之地下水沿著裂隙通道流入孔內，惟該流速在 56~80m 間皆無變化，因此可判定此區段岩盤裂隙的水力連通性不佳，在沒有水頭作用的情況下並未呈現任何地下水流動現象。其後在 42~56m 可偵測到流速隨深度小幅降低，直到 42m 流速陡降，說明該處崩積層與岩盤之界面連結到遠端低水頭而產生顯著的流出潛勢，導致孔內地下水沿此路徑流出井外，相同現象亦發生在 36~38m 間，水流自此區段完全流出，亦即該區段破碎剪裂帶亦具相當的地下水流出潛勢。108-D007-2T 鑽孔之地下水流速實際調查範圍為 30.0~100.0m，其調查結果如圖 2.2.4-8 所示，本孔亦可在孔底量測到流速，說明孔底裂隙因連接到遠端高水頭而使地下水流入，然其後向上水流流速差的變化均不大，研判本孔裂隙水力連通性不佳，無法迫使地下水在孔內產生流動，直到水位面處之裂隙因連接到遠端低水頭而導致地下水自此流出孔外。

由整體流速調查結果可知，108-D007-1W 鑽孔具明顯流動的區段位在崩積層與岩盤界面及崩積層內之破碎帶，若為長期滲流路徑有可能形成潛在的滑動面。此外，這些路徑具地下水流出潛勢，在豪雨期間利於宣洩地層孔隙水壓而提升坡地之穩定性，反觀孔底受壓含水層有地下水湧入之現象，則有可能造成水壓抬升進而降低坡地的穩定性，因此這些地下水流路徑為本場址後續水位監測值得關注之區段。相較之下 108-D007-2T 鑽孔裂隙的水力連通性較差、孔內地下水流動潛勢亦偏低。

(4) 孔內井徑調查

井徑探測係利用探測儀上之彈簧臂在孔內拉升的過程連續記錄井孔的直徑。一般而言，固結岩層因膠結良好、岩盤完整，故井徑井測通常呈現平緩且一致的結果，其測錄值與鑽孔尺寸相當；反之，於未固結或破碎岩盤測錄時，則多有井徑擴大之情形，因此井徑資料可作為岩層破碎程度判釋之依據。108-D007-1W 鑽孔井徑的側錄結果如圖 2.2.4-9 所示，可知在

42.5m 以上崩積層井徑震盪較為劇烈，其中又以 36~37m 及 38.5~41.5m 最為顯著，說明區段地層材料的質地軟弱，且多以厚層剪裂帶的型態呈現。相形之下 42.5 m 以下井徑變化較不顯著，說明岩盤較為完整緻密，鮮少觀測到明顯開口裂隙或厚層破碎帶(剪裂帶)之情形。108-D007-2T 鑽孔井徑調查結果如圖 2.2.4-10 所示，其變化明顯較 108-D007-1W 鑽孔劇烈，其中又以 55m 以上最為明顯，研判區段岩層甚為軟弱破碎或是層間夾雜較多鬆散岩塊所導致，相形之下井徑在 55m 以下岩層的變化較不明顯，惟在 68~71m、75~83m、88~92m 及 96~98m 仍因破碎帶(剪裂帶)而導致井徑大幅提升，然就整體觀之完整度有隨深度提升之趨勢。

(5) 封塞水力試驗

根據現地岩芯描述可知 108-D007-1W 鑽孔自深度 42.5 m 以上為崩積層，其下岩盤深度 42.5 ~ 66.4 m 以板岩夾變質粉砂岩為主，而深度 66.4 m 至孔底則轉為變質砂岩夾板岩。現地首先分別在不同岩性區段搭配井測試驗結果進行兩組雙封塞試驗，皆能以定水頭注水的方式進行觀測，試驗估算結果可知兩區段透水係數為 10^{-5} m/s 數量級。現地亦嘗試自深度 39.0 m、46.0 m 與 61.0 m 至孔底進行三組單封塞試驗，來觀察本孔大範圍區段包含崩積層之透水潛能，透水係數經估算由上而下介於 $10^{-3} \sim 10^{-5}$ m/s 數量級，可知本孔具較佳之透水潛能。

表 2.2.4-3 108-D007-1W 鑽孔封塞水力試驗結果

Table 2.2.4-3 Results of packer test (borehole 108-D007-1W)

試驗區段 (m)	封塞 方式 -	試驗 長度 (m)	試驗 方法 -	理論 模式 -	含水層 型態	透水 係數 K (m/s)	比蓄水 係數 Ss (1/m)	蓄水 係數 S
53.0-54.5	雙封塞	1.5	定水頭 注水	Barker	Confined	5.2×10^{-5}	1.0×10^{-6}	1.5×10^{-6}
66.8-68.3	雙封塞	1.5	定水頭 注水	Barker	Confined	7.5×10^{-5}	1.0×10^{-6}	1.5×10^{-6}
39.0-80.0	單封塞	41.0	定水頭 注水	Barker	Confined	1.1×10^{-3}	1.0×10^{-6}	4.1×10^{-5}
46.0-80.0	單封塞	34.0	定水頭 注水	Barker	Confined	1.5×10^{-4}	1.0×10^{-6}	3.4×10^{-5}
61.0-80.0	單封塞	19.0	定水頭 注水	Barker	Confined	1.4×10^{-5}	1.0×10^{-6}	1.9×10^{-5}

5. 地電阻剖面法

本計畫總共完成了 4 條地電阻影像剖面法成果，總長度超過 1,300 公尺以上(圖 2.1.5-3)，相關測線資訊如表 2.2.5-1 所示：

表 2.2.5-1 地電阻影像面法測線資訊

Table 2.2.5-1 ERT survey line information

測線名稱	方向	長度	起始坐標	結束坐標
108-D007-ERT-01	北向南	471 公尺	121.52809788° 24.62179450°	121.52929161° 24.61818326°
108-D007-ERT-02	西北東南	333 公尺	121.52697545° 24.62042477°	121.52774117° 24.61774178°
108-D007-ERT-03	西南東北	300 公尺	121.52688058° 24.61848166°	121.52945110° 24.61964619°
108-D007-ERT-04	西南東北	201 公尺	121.52828441° 24.61805555°	121.52993715° 24.61896957°

本計畫期望透過地電阻影像剖面法將崩積層與岩盤面給描繪出來。根據李正兆(2007) 當地層之粒徑不同，其組成成份、壓密程度、膠結程度、孔隙率、含水量等可能都不盡相同，而孔隙水之導電度在小區域內通常變化不大。對於淘選度良好的地層，其電阻率可以維持在穩定的範圍內變化，組成顆粒愈細，電阻率的變化範圍愈窄。一般而言，電阻率愈小的其對應之地層粒徑愈小，但不同年代而岩相類似之地層其電阻率也有差異。通常崩塌區之地層組成為上覆之崩積層與下伏之岩層，崩積層代表移動崩落之地層，材料為大小不一之岩塊與砂土混雜，組織鬆散且不均勻，導致透水性與強度亦不一致，大致上是隨著岩塊含量增加(細粒料減少)而增加。理想狀況下，若崩積層組成材料以細粒料為主時，其透水性差，在地下水水位面以下時，應會呈現低電阻率並與下伏之較為完整岩盤有明顯之差異，此時可合理推估崩積層厚度與範圍。若崩積層中岩塊較多且較乾燥(位於地下水之上)，電阻率會升高；若濕潤含水(位於地下水之下)，電阻率則會降低，因而在崩積層中就會顯示在垂直方向不同之電阻率差異，而且電阻率之變化幅度甚大。故僅以電阻率之差異辨認崩積層及厚度，並不符合真實之地質狀況。此外，若從剖面資料顯示崩積層之等電阻率曲線趨勢大致上略與地表面平行或小角度傾斜，僅局部呈垂直狀時，表示崩積層大體上仍為近似層狀之堆積。若剖面中之等電阻率曲線與層面趨勢相符時，顯示層面為

主要之不連續面，岩性對電阻率之貢獻較大；相對的，可能是無地下水賦存，或是低透水性岩層且節理(裂隙)發育不佳致地下水含量甚少，無法主導電阻率之變化。這類現象通常發生在較年輕之岩層，泥質含量較多；若為較老岩層時，表示其節理與裂隙發育甚差。岩層表示不動或相對不動之地層，材料雖有不同(如砂岩、頁岩)，但組成較為均勻，電阻率之變化管理應受控於岩性(組成顆粒大小與膠結程度)，但岩層受應力作用常有節理或裂隙發育，密集裂隙含水或夾泥時皆會造成低電阻率，若含水時，通常僅為局部區域；若為高含泥量時(可能為剪裂帶)，二側之地下水位多有明顯差異，所以電阻率分佈之形貌與層面(或劈理面)無直接相關。若地層狀態如顆粒成份分佈、膠結程度、孔隙率等維持不變，且具有相當厚度時，電阻率變化幅度小並趨於一致，此乃材料組成均質的結果，通常是在厚層或塊狀及單一岩性之地層，等電阻率曲線表現上似無特定之形貌與趨勢當裂隙發育良好之脆性岩層，其等電阻率曲線呈層狀但與層面無關時，且電阻率隨深度增加而增加時，應是裂隙發育隨深度增加而變差或裂隙隨深度增加而愈加緊閉，而使得裂隙中含水濕潤現象隨深度增加而降低。




地電阻影像剖面呈現的是電性地層分佈，但仍可反應地層之岩性。不過，同樣的電阻率不表示岩性一致，不同的電阻率亦不見得是不同的岩性，所以地質資料的蒐集與輔助對於電性地層之解釋極為重要。

在同樣之地層材料組成上，尤其是在透水性良好之地層，飽和含水與不含水或不飽和含水之地層所對應之電阻率具有明顯之差異，電阻率對比常在數倍以上(呂崇嘉，1994)。但於透水性相對較差之地層，可能受控於地下水量較少且流動較為緩慢，對比效果不明顯。不同測區有不同之地質狀況，故影響電阻率變化因子之輕重排序亦不同，例如地下水在岩質佳(膠結程度佳)及裂隙發育良好岩層中應有較高之影響程度；相對地，地下水在泥質含量較多、裂隙發育較差之年輕岩層(膠結程度較差)中對電阻率之影響程度應低於岩性。

為了建立調查範圍內及其附近出露地層之電阻率資料，並可與探測成果比對及作為成果解釋之依據，本探測工作在不同之地層量測露頭電阻率，成果如表 2.2.5-2。

表 2.2.5-2 露頭電阻率量測

Table 2.2.5-2 Outcrop resistivity

		
四稜砂岩與頁岩互層，輕度風化，電阻率: 560 ohm-m	板岩或硬頁岩，輕度風化，電阻率: 120 ohm-m	板岩或硬頁岩輕度風化，濕潤，電阻率: 90 ohm-m

由於電阻率受相當多之因素影響，因而不同之地層狀況可能出現相同之電阻率，並無法有明顯之界線區隔，因而地電阻影像剖面所量測出之電阻率，解釋時須配合鑽孔及其分佈位置、深度，配合現況及既有之地形地質條件及資料加以作合理的解釋以顯現其地質意義，電法初步成果先以 108-D007-1W 岩心成果進行匹配。

(1) 108-D007-ERT-01 成果

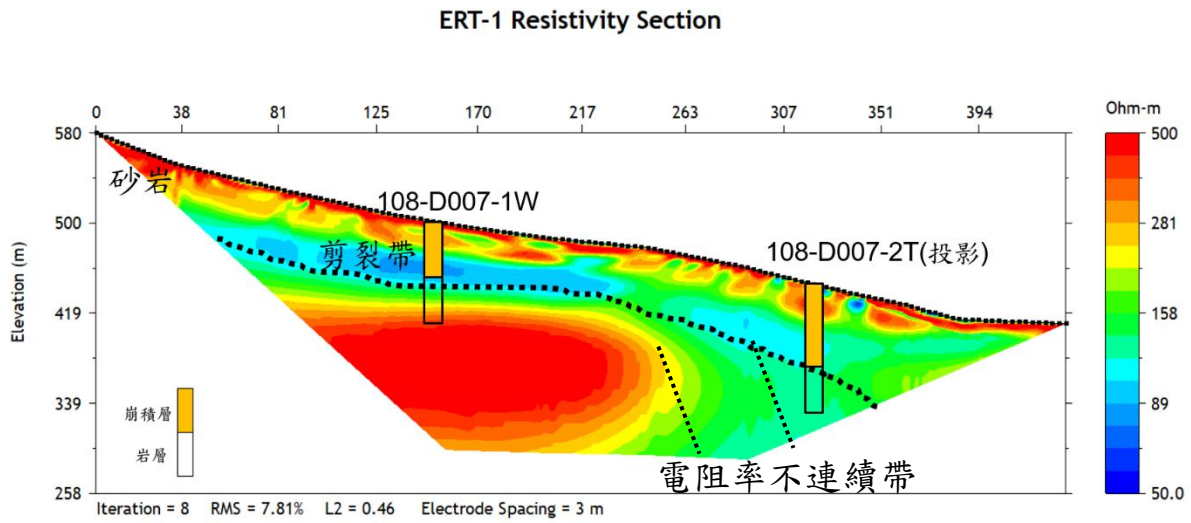


圖 2.2.5-1 108-D007-ERT-01 地電阻影像剖面法成果圖

Figure 2.2.5-1 Result of 2D ERT profile 108-D007-ERT-01

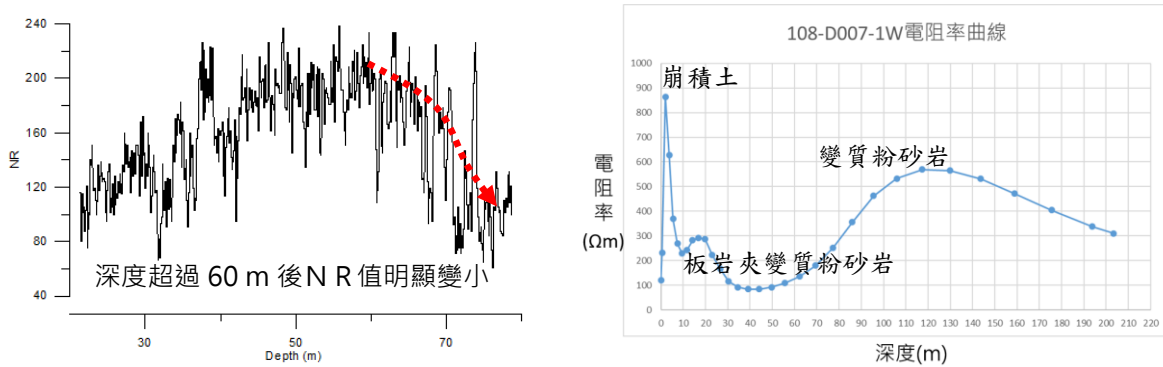


圖 2.2.5-2 108-D007-ERT-01 自然伽瑪值與 ERT 電阻率圖

Figure 2.2.5-2 Result of 2D ERT profile and NG values

108-D007-ERT-01 測線呈北--南向，測線位於探測區域中間，干擾少，資料品質佳，最大探測深度超過 150 公尺以上，因為現場腹地不大，為求最大測深，採用二極法(pole-pole)排列法，電極間距為 3 公尺。地質鑽探 108-D007-1W 在測線水平距離約 105 公尺處，而 108-D007-2T 則落在測線中後段，探測成果(圖 2.2.5-1 所示)。整體電阻率主要落在 50-500 ohm-m 之間，其中最大電阻率出現在測線最前段部分，根據現場紀錄所示測線最前段有變質砂岩露頭，又根據河谷露頭電阻率量測，可以綜合推估此電性地層分布，最高為變質砂岩，其次為板岩含變質粉砂岩，最低為板岩。

圖 2.2.5-1 成果顯示崩積層之電阻率變化幅度較大，乾燥或岩塊較多時可達 300 ohm-m 以上，高含泥量及濕潤時可低至 100 ohm-m 左右。根據 108-D007-1W 與 108-D007-2T 成果，淺層高電阻率分布分為三部分，第一部分為測線前段高阻分布較為均勻且電阻率為最高，推測應為變質砂岩分佈所造成，而第二部分主要分布在測線前中段，電阻率居次，電阻率形貌主要為碗狀，且隨著地面高程變小高電阻率區塊有變淺的趨勢，推測應為崩積層所造成。測線中後段電阻率相對較小且分布凌亂與塊狀分布推測為破碎板岩岩塊所造成與較凌亂崩積層不同。

岩層之電阻率主要分布 50~250 ohm-m 間，電阻率越高表示變質粉砂岩含量越高，電阻率越低表示板岩含量越高，此電性地層主要為綠色電阻率分布，推測為板岩類所貢獻，若板岩含泥或者剪裂顆粒變細則電阻率下降至藍色電阻率區間。但隨著深度增加，電阻率會因岩性與組成顆粒不

同而明顯出現變化。又因電阻率測線經過於牛鬥斷層，並約略與斷層垂直，測線最北側地表附近之岩層露頭資料顯示為變質砂岩，而其他位置並無明顯露頭出現，地表呈現風化破碎之板岩類為主。根據地質鑽探 108-D007-1W 成果，隨著深度變深岩芯含變質砂變多，E-logging 也呈相同現象如圖 2.2.5-2 所示，由訊號反應可知本孔可區分四個地層單元，其中 0-21m 變化較不明顯，說明區段崩積層的材料變異性低，多以板岩岩塊為主，電阻率曲線也呈現為崩積層分布，相對之下 21~42.5m 訊號的震盪較為明顯，研判崩積層的材料組成異質性高，可能混雜不同板岩及砂岩塊，甚至剪裂泥等，此深度電阻率亦呈現高低變化，電阻率開始隨深度變化而變小。另由 42.5~67m 的伽瑪訊號觀之整體偏高，而長短距及單點電阻則較低，此區段電阻率亦呈現相對低電阻率現象，說明區段岩盤係以板岩為主。最後在深層岩盤 67~80m 可觀察到伽瑪訊號陡降，區段已漸變至以低放射含量較低之砂岩為主，惟層間諸多區段夾薄層板岩或剪裂泥導致訊號來回震盪，而電阻在 74~77m 間則呈現急遽抬升的反應，說明深層砂岩顆粒較粗，岩盤的膠結度有大幅提升之趨勢，此現象與聲波反射振幅的結果一致。電阻率剖面成果亦隨著深度變深，自然放射能數值有變小的趨勢且電阻率曲線也呈現過了低阻區後，電阻率隨著深度有變高的趨勢，所以支持此剖面深部高電阻率為變質砂岩，與板岩的電阻率截然不同。

另在測線 217-260 公尺間，地層出現不連續的電阻率分布，而且電阻率差值超過幾倍以上，根據電阻率分布圖趨勢，推測可能有斷層橫切過本測線中後段。

(2) 108-D007-ERT-02 成果

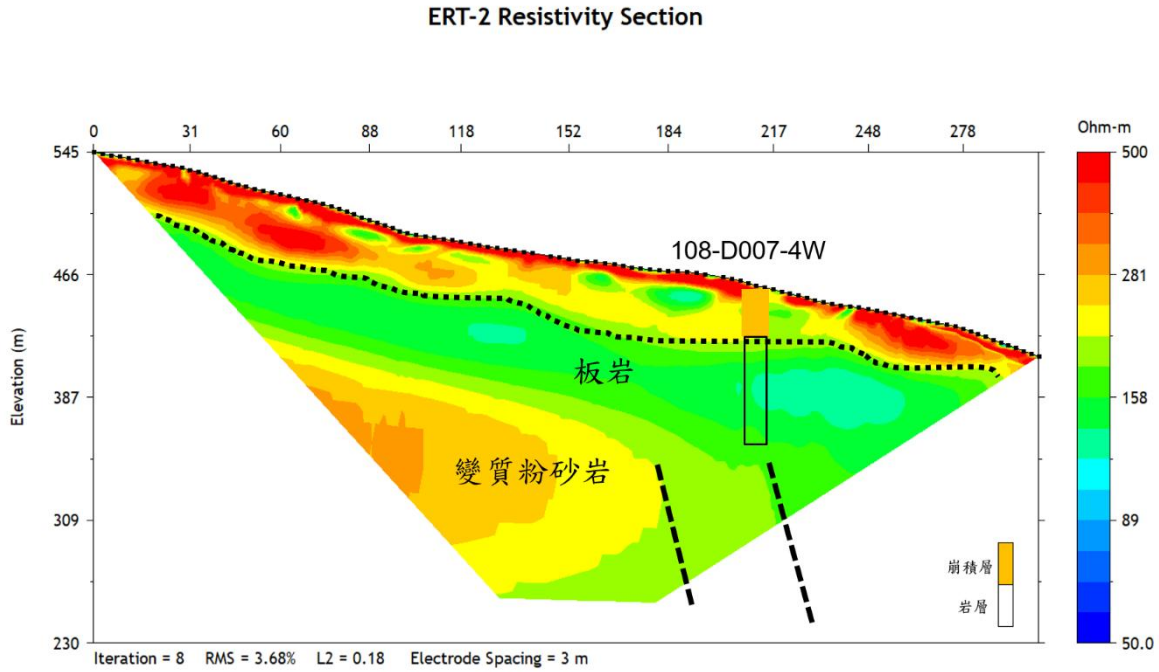


圖 2.2.5-3 108-D007-ERT-02 地電阻影像剖面法成果圖
 Figure 2.2.5-3 Result of 2D ERT profile 108-D007-ERT-02

108-D007-ERT-02 測線呈西北—東南向，測線位於探測區域西北側，干擾少，資料品質佳，最大探測深度超過 100 公尺以上，因為現場腹地不大，為求最大測深，採用二極法(pole-pole)排列法，電極間距為 5 m。地質鑽探 108-D007-4W 在測線水平距離約 213 公尺處左右，地電阻影像探測成果如圖 2.2.5-3 所示。

整體電阻率主要落在 50-500 ohm-m 之間。圖 2.2.5-3 成果顯示淺層之電阻率變化幅度較大，乾燥或岩塊較多時可達 300 ohm-m 以上，破碎含泥時則呈現低電阻率 150 ohm-m 左右。根據電阻率分布與其形貌推測淺層高電阻率推測為較為乾燥、破碎、含泥的板岩。

其次主要岩層之電阻率主要分布 100~250 ohm-m 間，電阻率越高表示變質砂岩含量越高，電阻率變低主要為綠色電阻率分布，推測為板岩類所貢獻，若板岩含泥或者剪裂則電阻率下降至藍色電阻率區間。但隨著深度增加，電阻率並會因岩性不同而明顯出現變化。而且出現電阻率不連續現象推測應與牛鬥斷層有關。

(3) 108-D007-ERT-03 成果

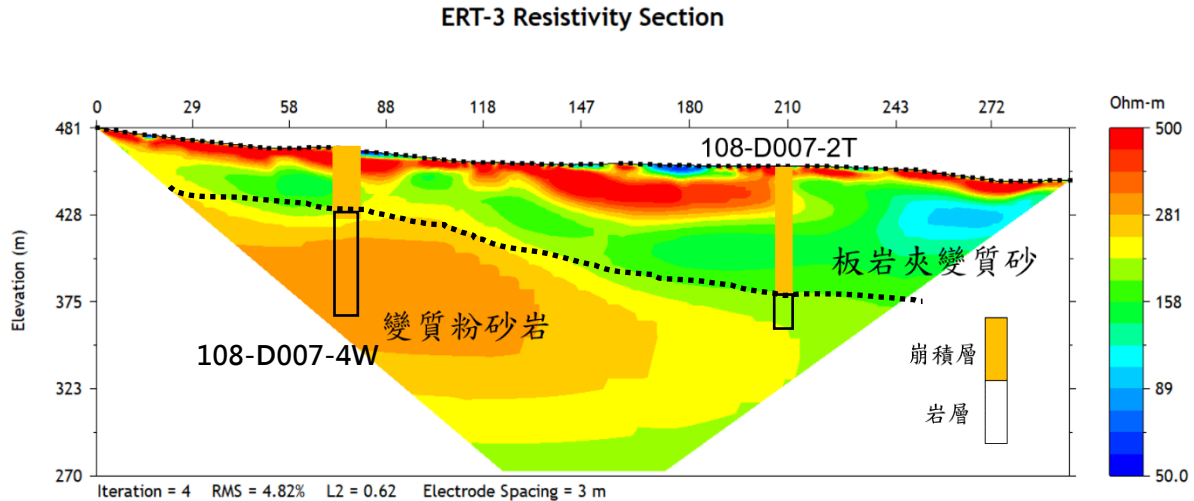


圖 2.2.5-4 108-D007-ERT-03 地電阻影像剖面法成果圖

Figure 2.2.5-4 Result of 2D ERT profile 108-D007-ERT-03

108-D007-ERT-03 測線呈西南--東北向，干擾少，資料品質佳，最大探測深度超過 100 公尺以上，因為現場腹地不大，為求最大測深，採用二極法(pole-pole)排列法，電極間距為 3 公尺。地質鑽探 108-D007-4W 在測線水平距離約 73 公尺處左右，此處紅色電阻率代表崩積層，岩塊仍以板岩為主，過了紅色電阻率之後來到黃綠色電阻率地層圍板岩層，隨著深度變化電阻率開始上升，代表砂質含量增加，鑽探結果為變質砂岩夾板岩。主要為地電阻影像探測成果如圖 2.2.5-4 所示。108-D007-2T 鑽探成果顯示虛線為崩積層與變質砂岩邊界亦代表電阻率明顯變化的邊界。因為此崩積層為板岩及變質砂岩夾雜，綜合效應影響則呈現紅色至綠色電阻率區間。

整體電阻率主要落在 50-500 ohm-m 之間。圖 2.2.5-4 成果顯示淺層之電阻率變化幅度較大，乾燥或岩塊較多時可達 300 ohm-m 以上，破碎含泥時則呈現低電阻率 100 ohm-m 以下。根據電阻率分布與其形貌推測淺層高電阻率推測為較為乾燥、破碎、含泥的板岩。

其次主要岩層之電阻率主要分布 100~280 ohm-m 間，電阻率越高表示變質粉砂岩含量越高，電阻率變低主要為綠色電阻率分布，推測為板岩類所貢獻，若板岩含泥或者剪裂則電阻率下降至藍色電阻率區間。但隨著深

度增加，電阻率並會因岩性不同而明顯出現變化。而且出現電阻率不連續現象推測應與牛鬥斷層有關。

(4) 108-D007-ERT-04 成果

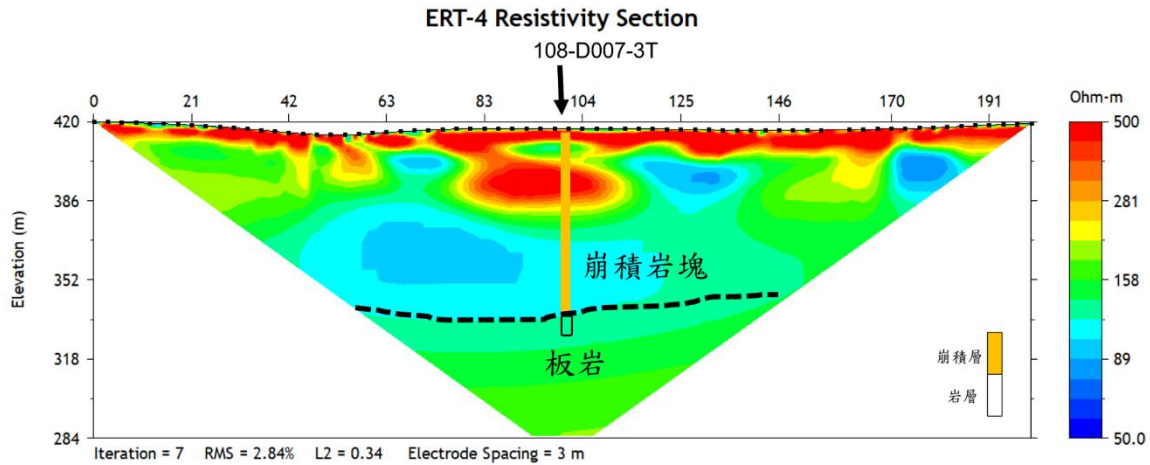


圖 2.2.5-5 108-D007-ERT-04 地電阻影像剖面法成果圖

Figure 2.2.5-5 Result of 2D ERT profile 108-D007-ERT-04

108-D007-ERT-04 測線呈西南--東北向，干擾少，資料品質佳，最大探測深度超過 100 公尺以上，因為現場腹地不大，為求最大測深，採用二極法(pole-pole)排列法，電極間距為 3 公尺。地質鑽探 108-D007-3T 在測線水平距離約 100 公尺處左右，地電阻影像探測成果如圖 2.2.5-5 所示。

整體電阻率主要落在 50-500 ohm-m 之間。圖 2.2.5-5 成果顯示淺層之電阻率變化幅度較大，乾燥或岩塊較多時可達 300 ohm-m 以上，破碎含泥時則呈現低電阻率 170 ohm-m 左右。根據電阻率分布與其形貌推測淺層高電阻率推測為較為乾燥、破碎、含泥的板岩。

其次主要岩層之電阻率主要分布 60~200 ohm-m 間，主要電性地層電阻率為 100 ohm-m 以下，推測為板岩類所貢獻，以板岩含泥或者剪裂則電阻率下降至藍色電阻率區間。但隨著深度增加，電阻率變成綠色相對完整板岩電阻率。根據目前 108-D007-3T 鑽探進度成果 70 公尺後板岩完整度變好，含泥量降低與電阻率成果吻合。

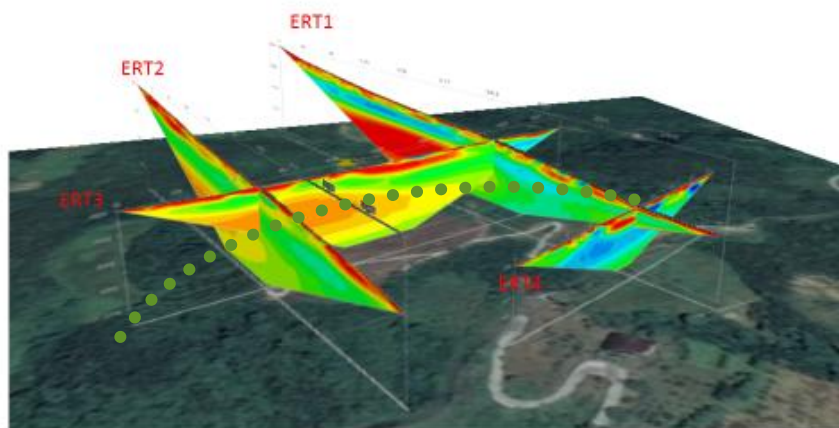


圖 2.2.5-6 地電阻影像剖面法柵狀成果圖（綠色虛線推測斷層帶）

Figure 2.2.5-6 Section of 2D ERT Grid Map

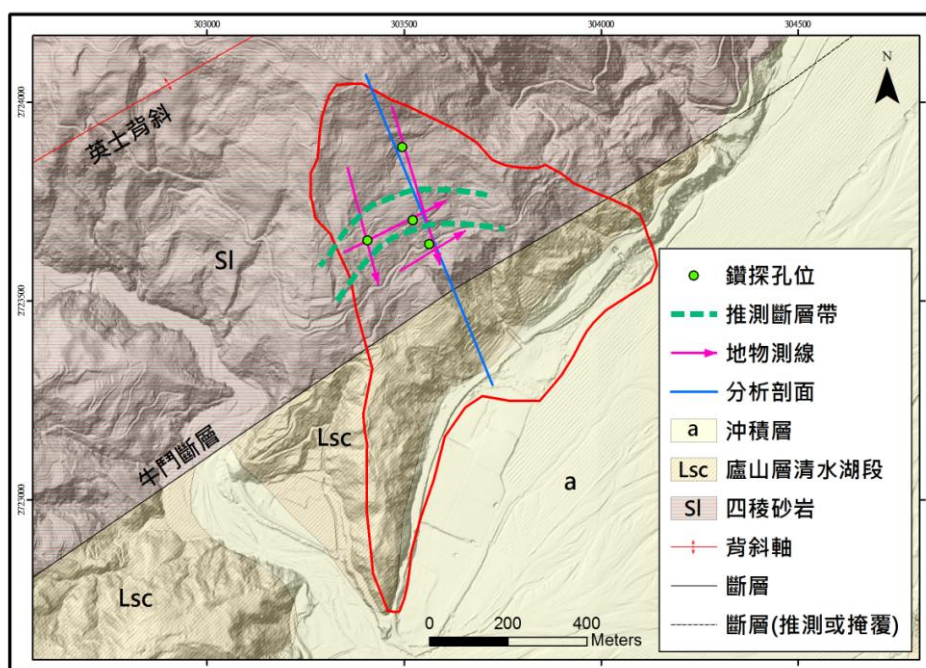


圖 2.2.5-7 地電阻影像剖面法成果推測斷層帶

Figure 2.2.5-7 Inferring fault zones from the results of ERT method

(5) 綜合解釋

圖 2.2.5-6 與圖 2.2.5-7 為四條電阻率影像剖面法柵狀圖成果與推測斷層位置，整體電性地層分布淺層高電阻率大約深度為 25 公尺，且北側分布比南側深。主要電阻率分布北側高於南側，應為地質材料不同造成電阻率不同，北側板岩含變質砂的比例高於南側。陳平護(2003)斷層帶電阻率特徵有三：(一)、依地震地表破裂、槽溝與河岸地層露頭確認斷層位置(二)、斷層帶呈現電阻率構造不連續或者是側向急變(三)電阻率構造不連續或者急變常

見形貌 a. 有明顯高低區分界 b. 等電阻率線扭曲 c. 均質地層中之帶狀異常。根據整體電阻率分布測線 108-D007-ERT-01 與 108-D007-ERT-02 中電阻率構造不連續有明顯高低區分界與帶狀異常，推測應與斷層有關，而 108-D007-ERT-03 出現地層中之帶狀異常與側向急變代表可能為平行斷層帶上之反應。

綜合地表地質與四條地電阻影像剖面法成果，建立本場址的地質模型，場址上邊坡為變質砂岩夾板岩，下邊坡側為板岩。變質砂岩夾板岩(電阻率 200 ohm-m 以上，呈現黃紅色階)主要出現在場址上邊坡與 108-D007-ERT-02 以北之地層。板岩層(電阻率低於 200 ohm-m 以下，呈現綠藍色階)主要分布在下邊坡與 108-D007-ERT-02 以南之地層。地表地質調查並未發現牛鬥斷層，但岩性確實出現不連續的現象，電阻率剖面結果出現明顯電阻率的不連續現象與等電阻率線扭曲，推測牛鬥斷層確實出現在本研究區域。

根據孔內電井測調查成果，108-DD007-1W 成果最深岩盤 67-80m 可以觀察到伽伽碼值訊號陡降、電阻率有急遽抬升現象，說明深層砂岩顆粒變粗，岩盤膠結度大幅提升之趨勢與 108-D007-2W 成果 73-78m 的伽馬值偏高，區段以板岩夾山岩塊或剪裂泥為主且岩體破碎夾許多異質岩塊，此二孔資料驗證電阻率影像剖面法成果一致。而且 TDR 二號孔深度 48m 出現剪動現象，根據電阻率分層結果剛好出現在藍色系電阻率區間，代表此處地層較為軟弱易形成滑動，所以電阻率影像剖面法是可以作為邊坡活動調查的一種工具。

圖 2.2.5-8 為地電阻影像剖面法與表面波震測成果疊合圖，目前是透過剪力波速來驗證淺層電阻率值。經地形修正剪力波速分布 150-600m/s，黑色虛線為 400m/s，為潛在介面，與地電阻探測介面符合厚度在 5-35 公尺，最薄：MASW4:200m 最厚：MASW3:60m。透過表面波成果可以協助率定崩積層與岩盤電阻率區間。

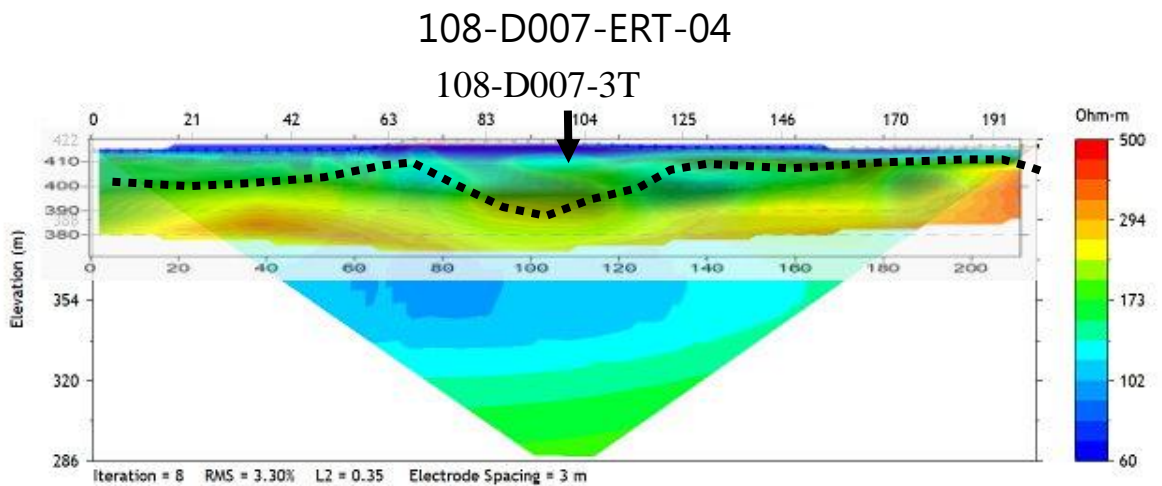
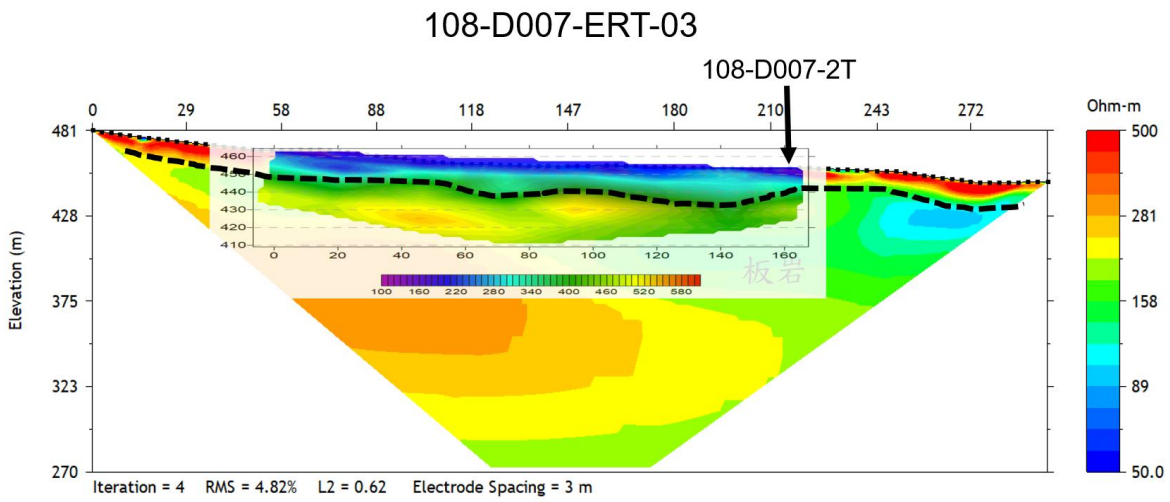
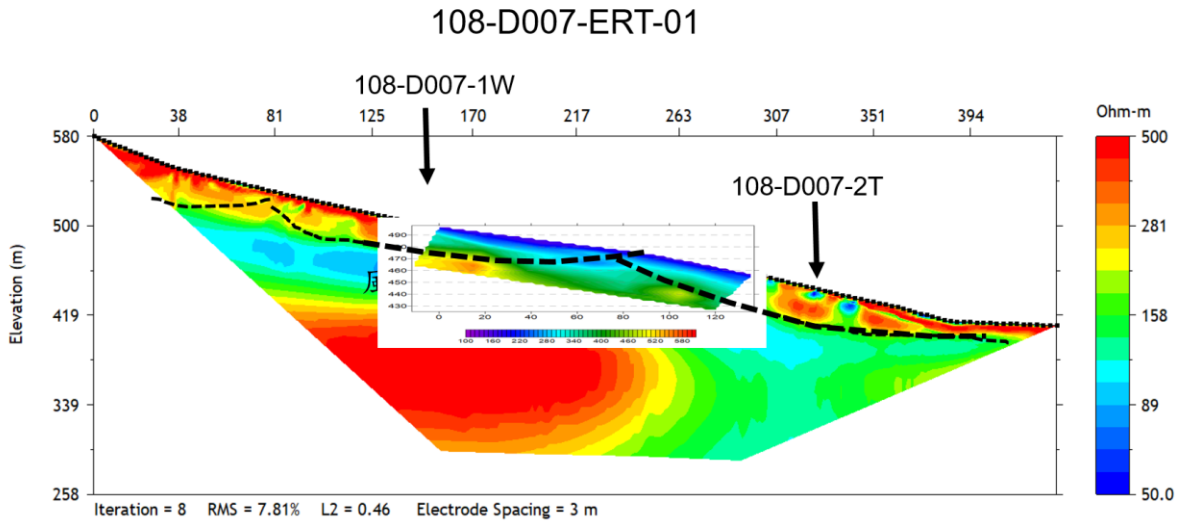


圖 2.2.5-8 地電阻影像剖面法與表面波震測疊合成果圖

Figure 2.2.5-8 Joint interpretation of ERT and MASW results

6. 主動/被動表面波震測法

MASW1 總測線長度 144m，共由 7 條子測線組成，現地坡度較大約 20~30 度(如圖 2.2.6-1 所示)。分析結果如圖 2.2.6-1 所示，探測深度約 40 公尺，探測範圍中，剪力波速由淺層至深處分布在 100m/s 至 540m/s 間，測線前段(20 公尺前)的低速土層較淺，測線中段顯示有較厚的低速層，測線後段(85 公尺後)低速土層又趨淺，但在深處之波速未提升至如前段的 500m/s 以上，藉由較厚的低速區可推測此測線下半段可能為較晚期的表層崩塌之堆積區，而其堆積區深度約 30~40m 左右。另可參照圖 5.2.1-2 所提供之水文地質概念模型來供本項測試來進行對照，可觀察出在 108-D007-1W 和 108-D007-2T 之間具有相似的深度趨勢變化。

MASW3 總測線長度 168m，共由 8 條子測線組成。現地表層為當地居民重整後的農地，坡度約 10~20 度。分析結果如圖 2.2.6-2 所示，最大探測深度達 50 公尺，剪力波速在 120m/s-560m/s 之間，表層 20 公尺內之土層顯示約略與地表平行，地表下 20 公尺後之土層，在測線 115-168 公尺間之波速較其他相同深度地層波速略低，由平均約 500m/s 降至約 400m/s，雖此測線為 MASW1 更下邊坡的部分，但此區大量人工開墾及鋪路，以致於上條所推測的晚期淺層崩塌堆區深度較淺，然深層分析結果，其剪力波波速度並無劇烈增加，可認為 20~40m 深的地層應是具有相近的地層特性。

MASW4 總測線長度 212m，共由 8 條子測線組成，由於測線上有機具和人造河道，子測線位置根據實際佈設狀況有些微調整，中點間距非維持固定的 24m。分析結果如圖 2.2.6-3 所示，最大探測深度達 40 公尺，剪力波速在 150m/s-580m/s 之間，測線中段低速層較厚，測線 190 公尺後可看出高速層有變淺之現象，推測原因為該測線施作前，下邊坡施作工程所使用的大型機具頻繁出入以及長時操作，導致該區域地層性質與其他處略有不同。

透過鑽探成果知 40~60 公尺以內皆為崩積層，可是通過表面波震測便可將此崩積層強度進行分層，而非將此崩積層皆視為相同的強度。白色虛線為 400m/s，可視為工程岩盤介面，厚度在 5-35 公尺之間，最薄 5m：MASW4:200m，最厚 35 m，MASW3:60m，圖 2.2.6-4 為表面波震測影像剖面法成果呈現，除 MASW3 下邊坡段疑為堆積區除外，整體來說工程岩盤

介面整體深度約略分布於 20m 深左右，表面波震測法所提供之資訊可作為工程上的參考。其可利用實測之剪力波速可進一步提供地層勁度/強度分層，推估坡地穩定分析之強度參數。目前地層強度參數主要是透過岩心段樣品的弱面直剪實驗，結果可做為岩層弱面滑動機制的分析，但評估崩積土體的弧形滑動機制，弱面直剪將嚴重低估土體的整體強度。因此可參考剪力波速影像，適度將地層的強度分層，並以各層的剪力波速推估其剪力強度，使坡地穩定性分析更符合實際情況。

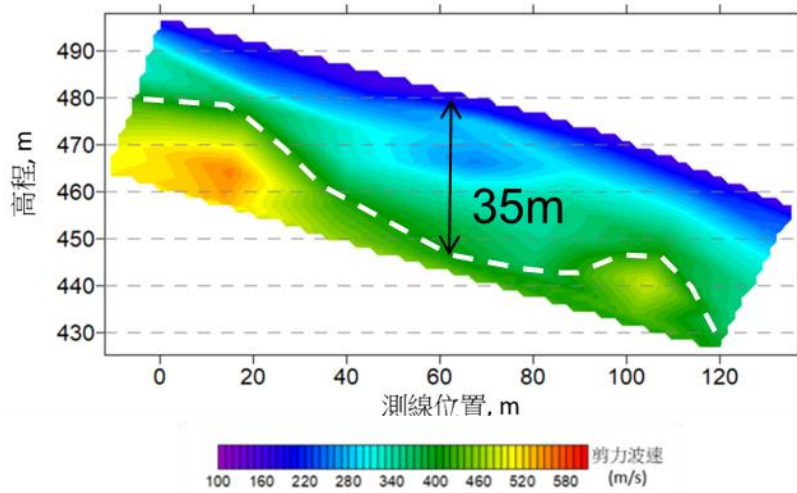


圖 2.2.6-1 MASW1 剪力波速影像剖面

Figure 2.2.6-1 Section of MASW1 shear wave velocity

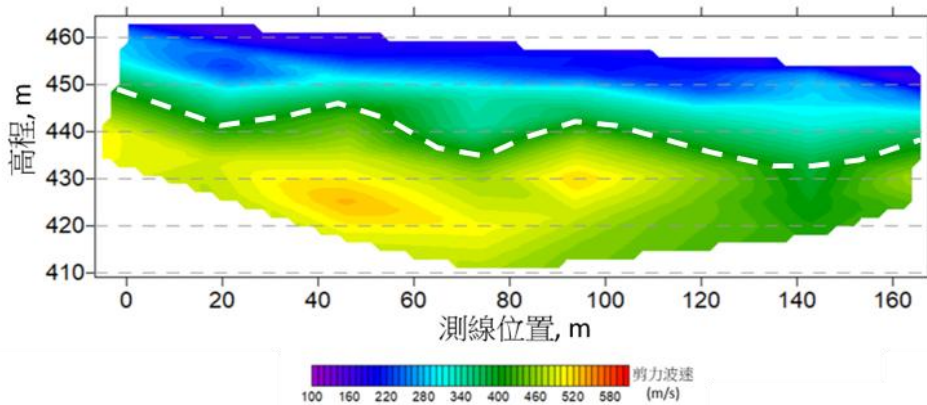


圖 2.2.6-2 MASW3 剪力波速影像剖面

Figure 2.2.6-2 Section of MASW3 shear wave velocity

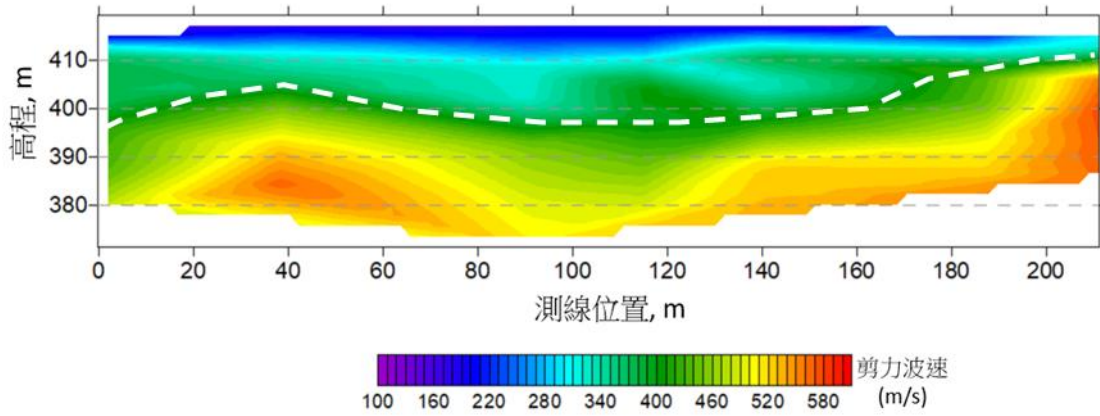


圖 2.2.6-3 MASW4 剪力波速影像剖面

Figure 2.2.6-3 Section of MASW4 shear wave velocity

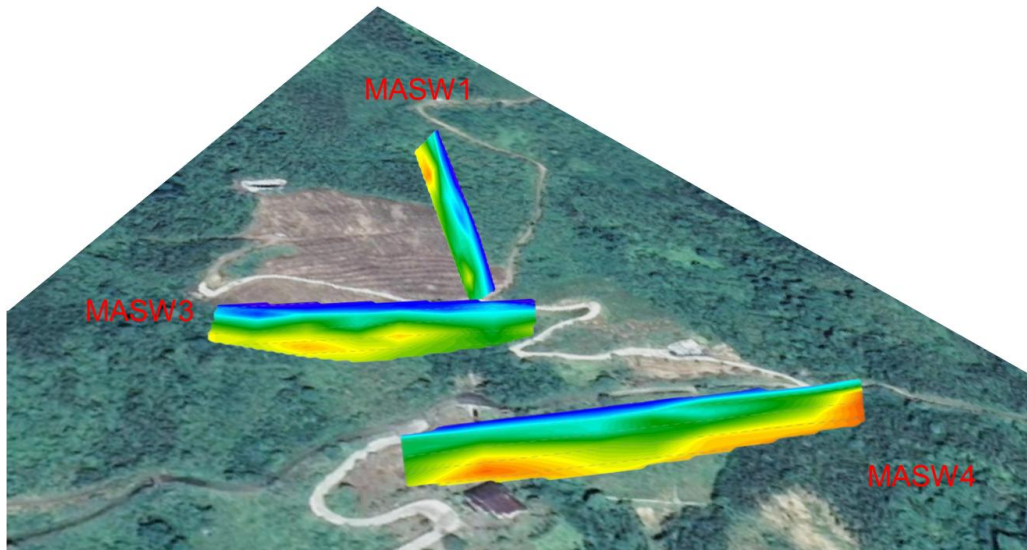


圖 2.2.6-4 表面波震測影像剖面法

Figure 2.2.6-4 Section of MASW shear wave velocity

7. 室內土壤與岩石試驗

本計畫於梵梵場址完成之試驗成果圖請詳見附錄四「室內土壤及岩石試驗成果」，茲彙整試驗成果如表 2.2.7-1 所示。依據表 2.2.7-1 的土壤試驗結果，梵梵場址的表土按統一土壤分類法係以 SM(粉土質砂)為主。鑽探岩芯根據地質師判釋後，可細分為板岩夾變質粉砂岩(SI-Mss)、變質砂岩夾板岩(Mss)、板岩(SI)、剪裂泥(Gauge)等岩性區段。表 2.2.7-1 亦根據上述岩性區段條列其試驗成果。

表 2.2.7-1 D007 梵梵場址室內試驗成果彙整表

Table 2.2.7-1 Summary table of laboratory test results

土壤試驗項目	產出項目	試驗成果			
土壤一般物理性質試驗	單位重 (t/m ³)	1.81~2.15			
	含水量 (%)	9.1~16.7			
	土壤分類	以 SM 為主			
土壤直接剪力試驗	凝聚力 (kg/cm ²)	0.10~0.12			
	摩擦角 (degree)	36.9~39.3			
岩石試驗項目	產出項目	試驗成果			
		板岩夾變質粉砂岩 (Sl-Mss)	變質砂岩夾板岩 (Mss)	板岩 (Sl)	剪裂泥 (Gauge)
岩石一般物性試驗	比重	2.74~2.75	2.68	2.79	2.71~2.80
	單位重 (t/m ³)	2.68	2.66	2.69	2.36~2.40
	孔隙率	0.04	0.01	0.04	0.20~0.22
	吸水率 (%)	1.1~2.0	0.3	1.3	泡水後崩解
岩石弱面剪力試驗	凝聚力 (kg/cm ²)	0.5	-	0.8	0.3
	摩擦角 (degree)	20.0	-	21.0	29.0
岩石單壓試驗	單壓強度 (kg/cm ²)	177.0	1564.6	144.2	-
	破壞應變 (%)	0.6	1.5	0.3	-
岩石彈性試驗	彈性係數 (kg/cm ²)	26,095(靜彈)	353,362(靜彈)	-	
		193,200(動彈)	462,200(動彈)		
	包生比	0.20(靜彈)	0.14(靜彈)	-	
		0.37(動彈)	0.29(動彈)		
破壞應力 (kg/cm ²)	170.2(靜彈)	1,269.7(靜彈)	-		
剪力模數 (kg/cm ²)	70,700(動彈)	178,800(動彈)	-		
岩石潛變試驗	應力狀態	正應力 (kg/cm ²)			
		0.326	0.625	1.300	1.960
	E1 (kg/cm ²)	108	511	1431	1370
	E2 (kg/cm ²)	409	42560	46315	15070
	η 1 (kg/cm ² ×min)	10600	397000	1200000	2170000
η 2 (kg/cm ² ×min)	608000	3350000	13600000	20000000	

註：室內試驗成果數據及圖表可詳見附錄四「室內土壤及岩石試驗成果」，本表僅重點式摘錄部分成果。

8. 岩體透水係數推估

本計畫選擇採用之既有模式為利用濁水溪中上游山區 29 個鑽孔之探勘資料所建置(中央地質調查所, 2010), 資料的樣本數共計 104 點, 樣本岩性來自岩屑層、半固結岩層與固結岩層(沉積岩與變質岩)等不同岩性資料, 另樣本採集的深度在 100 米以內。既有的模式共有岩屑層與裂隙岩體等兩種地層滲透性推估模式, 經比對模式要求的輸入參數資料與本計畫的調查資料, 發現本計畫無岩屑層推估模式所需輸入之參數資料可供使用, 因此, 本計畫僅採用既有裂隙岩體推估模式, 進行 108-D007-1W 鑽孔的透水係數驗證與推估。以下針對裂隙岩體透水係數推估模式簡述如下:

本模式篩選與裂隙岩層滲透性具高度相關的因子包含, 岩石品質(RQD)、地層深度(DI)、剪裂泥的含量(GCD)及岩性滲透率(LPI)等四個關聯因子, 再將四個影響岩體滲透能力之參數與透水係數(K, m/s), 進行推估模式的建置, 獲得以下之關係式:

$$K = 7 \times 10^{-5} [(1 - RQD/100)(DI)(1 - GCD)(LPI)]^{3.5155}$$

$$= 7 \times 10^{-5} \left[\left(1 - \frac{R_s}{R_T}\right) \left(1 - \frac{L_c}{L_T} \omega\right) \left(1 - \frac{R_G}{R_T - R_s}\right) (LPI) \right]^{3.5155} \quad \text{式(2.2.8-1)}$$

其中, RQD 即每一個選定岩心區段之中, 長度超過 10cm 完整岩心部分者之總長度(R_s)對選定岩心長(R_T)之百分比, RQD 越高, 代表岩體品質越好, 裂隙越少, 會降低裂隙岩體的透水能力; L_c 為雙封塞試驗區段中點深度; L_T 為鑽井之總深度; w 為深度權重值, DI 值介於 0~1 之間, DI 越小代表深度越深, 大地應力增加導致節理內寬或基岩孔隙變為緊密, 會降低裂隙岩體的透水能力; GCD 即每一個選定岩心區段之中, 剪裂泥存在之總長度對($R_T - R_s$)之百分比, R_G 為剪裂泥存在之總長度。GCD 值介於 0~1 之間, GCD 值越大代表($R_T - R_s$)岩心長度所佔剪裂泥含量越多, 將會降低試驗區段岩體滲透能力; LPI 是岩性對岩體透水性質影響指標, 係參考過去前人對不同岩性透水係數可能範圍之研究, 並結合經濟部中央地質調查所土壤粒徑分類法, 設計代表不同岩性所屬滲透能力之評分值, 範圍從 0 至 1, 分數越高代表滲透能力越高(中央地質調查所, 2017)。

首先，本計畫比對透水係數預測模式推估成果與現地量測成果，如表 2.2.8-1 所示，在 108-D007-1W 場址所完成的三組單封塞水力試驗與模式預測成果之差距，均落在一個數量級以內，顯示既有岩體透水係數推估模式可獲得不錯成果，模式可以作為非封塞試驗區段資料補遺之工具。接著即可透過此透水係數推估模式，作為預測整孔地層連續之透水係數的工具。圖 2.2.8-1 展示 108-D007-1W 站地層透水係數隨深度之變化，其中，岩屑層涵蓋深度之透水係數，因現地調查資料不全，無法提供預測模式所需要的輸入參數，以進行該區段透水特性預測。

最後，此推估成果除可應用於本計畫水文地質模式建置所需各分層水力特性參數之給定外，也可提供地下水觀測井開篩位置、分層深度建議之參考；另可大致瞭解地下水主要流通與循環深度分布，對後續地中排水工法設計更有參考依據。

表 2.2.8-1 108-D007-1W 場址現地封塞試驗成果與推估模式成果之比較

Table 2.2.8-1 A comparison between the results of double-packer test and the estimation model of 108-D007-1W

試驗區段	現地量測 K (m/s)	模式預測 K (m/s)
39-80m	4.76E-05	1.45E-06
46-80m	4.20E-05	1.65E-06
61-80m	6.13E-06	1.37E-06

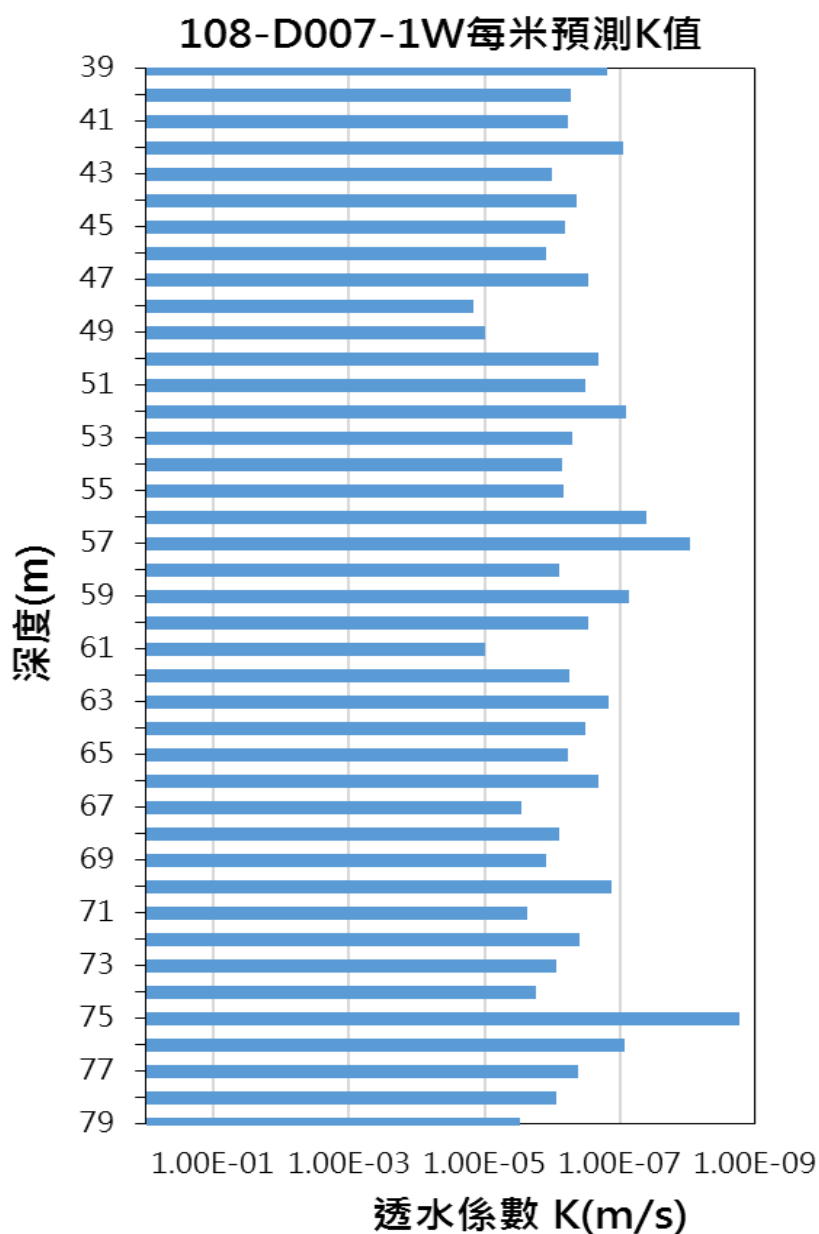


圖 2.2.8-1 108-D007-1W 場址地層透水係數隨深度之變化

Figure 2.2.8-1 Variation of hydraulic conductivity with depth in the borehole 108-D007-1W

(三) 地質模型綜合判釋

綜合地表地質調查、鑽探及地球物理探勘，建立本場址的地質模式。場址上邊坡為緩傾角的變質砂岩夾板岩，下邊坡側為板岩，板劈理呈現約 70 度的高傾角，調查未見牛鬥斷層，但岩性確實呈現不連續之狀況，在地電阻探勘結果亦呈現不連續情形，且電阻質呈明顯差異，故由地電阻剖面推判牛鬥斷層可能通過位置。

邊坡破壞部份大致可區分為二期，最早的一期係為板塊運動抬升後，蘭陽溪下切，使本區邊坡裸露，此時場址東南側露出的板岩產生重力變形，模式應接近於 flexural topple，以致場址下邊坡側的板岩均較為破碎且劈理位態混亂；而後，上邊坡側變質砂岩區域產生破壞，其形態可能近似於 slump。

至距今百年前場址的地形可能與現今差異不大，由日治蕃地地形圖(1916)即可見下邊坡側的侵蝕溝；至近約 40 年來，邊坡破壞多集中於場址下邊坡，即早期重力變形的板岩區，且多為颱風大雨引致，然而上邊坡側則少有事件發生，僅有接近坡腹區域往鑽孔 108-D007-2T 的農路北側有局部崩塌，而誘發機制推估為侵蝕溝沖蝕所致。

三、三維水文地質模型建立及驗證

近年因氣候變遷影響，引致諸多受高強度降雨所觸發之土壤沖蝕及崩塌等自然災害，推究發生主因應為受到降雨導致地層環境之水文地質特徵改變，如土壤含水量與飽和度變化，進而於地層內部產生地下水流通道，影響整體邊坡穩定。過去，針對邊坡穩定分析與影響研究之文獻大多僅侷限於降雨、地下水位及力學因素之影響，鮮少探討土壤含水量對於崩塌地空間分布之影響，根據目前蒐集國內外土壤含水量對坡地水文地質影響之相關文獻，初步研究成果顯示土壤材料特性及外在的降雨因素等等，皆會影響坡地穩定性的分析結果，已凸顯出土壤飽和度對崩塌地防災的重要性(徐，2003；Gilgen, 2008；Krzeminska et al., 2012；Shao et al., 2015)。而為了更細緻化評估降雨及土壤含水量對邊坡穩定性之影響，有鑑於臺灣山區崩塌地之地層組成材料結構鬆散特性，對於地層含水量及地表下水流之流動行為有其深入瞭解與探究之必要。

今(108)年度於 D007 梵梵場址建立淺層三維地下水流數值模式，模擬其飽和及非飽和層之三維地下水流場變化，同時並探討土壤飽和度隨降雨之變化情形。依據三維地下水流分析模式所需之地文與水文資料及水文循環各組成要素，本計畫蒐集研究區數值地形、降雨、入滲以及地質相關資料，以供後續分析模式之基本建構、率定與驗證，經與現場實測值驗證比較後，已完成土壤含水量空間分布分析。整體模式之分析流程規劃如圖 3-1 所示並分述如下。

(一) 三維水文地質概念模型建立

依據三維數值地形、河川水系、分析區域水文邊界範圍、三維地下水位分布及考量地質構造、自然邊界條件、降雨入滲補注量等因素，首先建立三維水文地質模型，再給定模型內各水文地質單元之水文地質參數建立數值模式，以做為數值模式之基礎。於研究區內之各地層劃分網格，設定各地層水文地質參數，模擬研究區地下水流場，後續並透過現地調查階段之地下水位及淺層土壤含水量監測資料進行模式率定，以確保數值模型之代表性。茲將水文地質概念模型建置分成數值模式網格設定、地下分層劃分、邊界及初始條件設定、水文地質參數設定等項，分項說明如下：

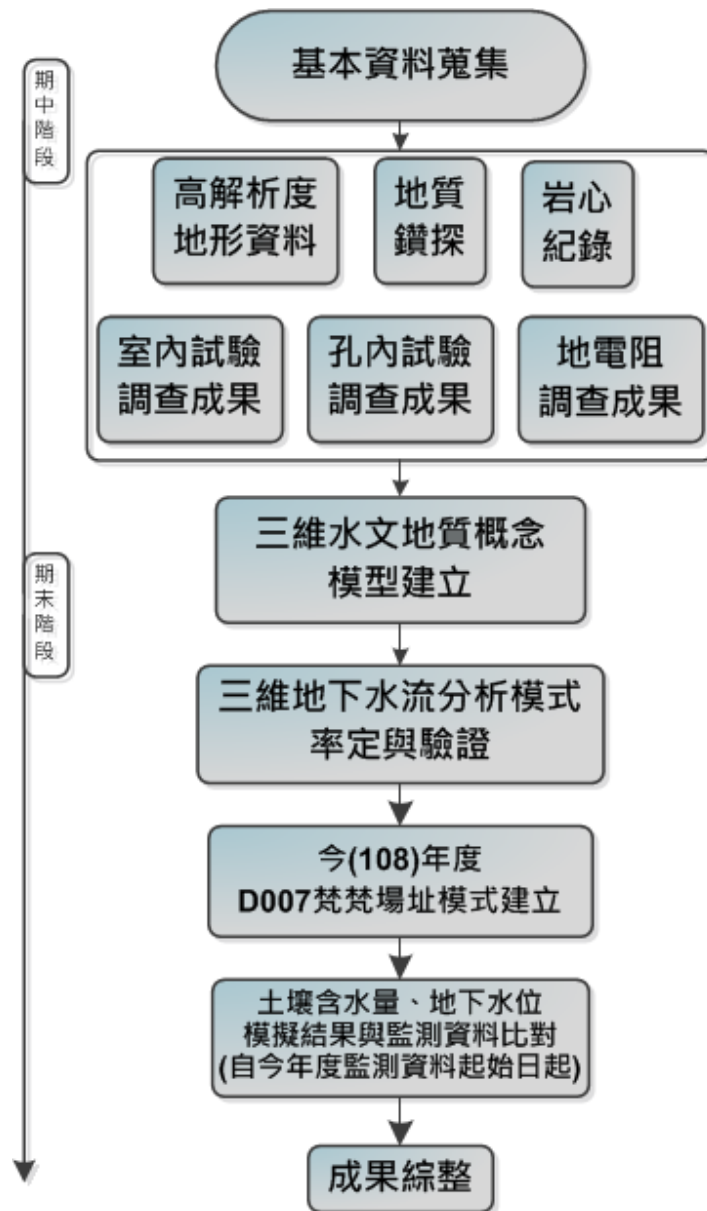


圖 3-1 D007 梵梵場址三維地下水流分析模式之分析流程圖

Figure 3-1 Analysis process of three-dimensional groundwater flow model for D007 Fanfan site

1. 數值模式網格設定

由於地下水流與區域之地面水系、地形、地層與構造分布密切相關，故水文地質概念模型之建立首先需確立分析區域水文邊界範圍，並依據調查範圍內鑽孔岩心資料、數值地形資料與孔內攝影調查成果建立崩塌地數值地形與幾何網格。根據前述之地形資料、地質圖幅、地質鑽探及現地與室內試驗等成果進行彙整，建立足以代表現地之水文地質概念模型。待水文地質概念模型勾勒完成後，即進一步透過數值化過程將其轉為數值分析

網格。數值分析網格之設置以能有效的代表計畫範圍之水文地質和地下水水文狀況為主要考量，同時儘可能兼顧網格數量減少化以縮短運算時間。本計畫利用計畫範圍(圖 3.1.1-1(a))之數值地形進行坡向分析(圖 3.1.1-1(b))，以劃分山脊與河谷(圖 3.1.1-1(c))，再根據 D007 梵梵場址及區內建置監測儀器之孔位進行數值網格之製作，如圖 3.1.1-1 (c)所示，D007 梵梵場址共計有 5002 個節點數，共計有 2832 個網格數，如圖 3.1.1-1 (d)所示。

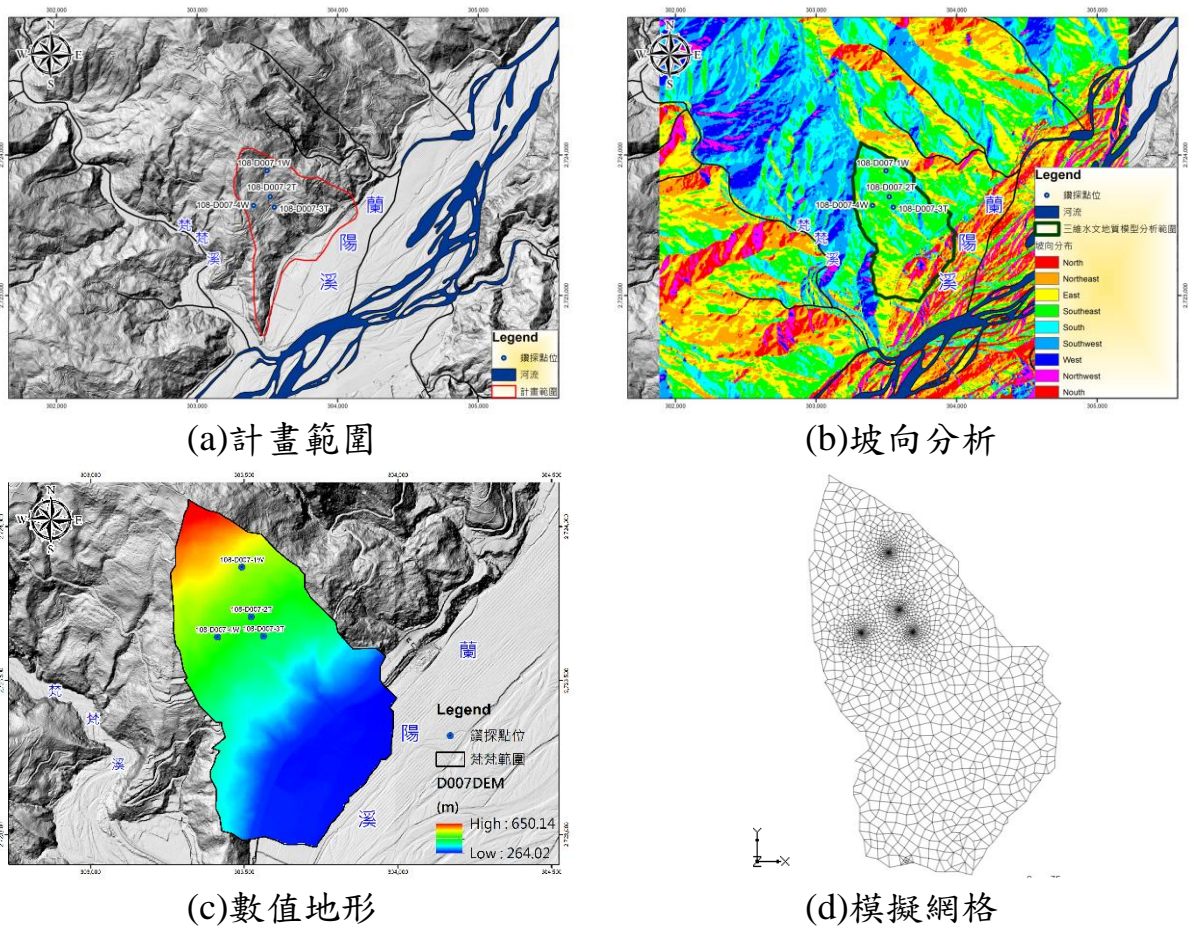


圖 3.1.1-1 D007 梵梵場址數值高程及模擬網格

Figure 3.1.1-1 Digital elevation map and numerical mesh of D007 Fanfan site

2. 地下分層劃分

三維地下水流模式礙於資料有限，無法進行詳細分層，故三維地下分層將地層型態分為 5 層，由地表向下分別為：土壤層、崩積層、崩滑體、廬山層與四稜砂岩，根據地表地質及地質剖面調查結果顯示，牛鬥斷層通過本場址，故三維水文地質模型建置之牛鬥斷層則是將新鮮岩層區分為四

稜砂岩及廬山層之不連續面；並假設所有材料性質均為均質(homogeneous)且等向(isotropic)，所謂均質材料是指材料其內部任一點，全都具有相同之性質者，而等向材料則為材料內部其所有方向之性質皆相同；後續將根據場址內各鑽孔岩心紀錄及孔內水文地質調查成果，進行地下各分層之深度劃分並建構出 D007 梵梵場址之三維地下分層模型。

3. 邊界及初始條件設定

一般數值模擬常採用之邊界條件包括：定水頭邊界(specific-head boundary)、無流量邊界(no-flow boundary)及地表水補注邊界(surface recharge boundary)等三種。本計畫設定崩塌地風化層之地表面為降雨入滲邊界，採用實際之降雨資料作為其邊界條件，鄰近計畫範圍之雨量站則採用地調所設置之梵梵雨量站，目前取得之降雨資料為 106/12/1-107/9/30 日雨量，降雨組體圖如圖 3.1.3-1 所示；另因無計畫範圍地表蒸發散及截流資料，故參考中央氣象局宜蘭觀測站之年平均蒸發量觀測成果(2.64mm/day)以估算其入滲量。根據現地調查及地表數值高程資料顯示，D007 梵梵場址西側為梵梵溪集水區，東側為蘭陽溪支流集水區，本計畫以此兩集水區側邊界及上邊界屬山脊，所夾區域為 D007 梵梵場址左右邊界，故其兩邊之邊界設為無流量邊界；而東南側有蘭陽溪流經，此處無流量站或水位站觀測資料可供參考，考量蘭陽溪為常流河，故將其邊界設為定水頭邊界，定水頭高程設與地表高程同高。另底部邊界則考量下方新鮮岩盤之透水性較小，故視為無滲流行為，設為一滲流量為零之不透水邊界，如圖 3.1.3-2 所示；本計畫根據 108/7/10~108/10/7 之地下水位資料，考量現階段觀測期間為降雨季，故選取其低水位作為穩態模式的目標水位值(=451.5 m)，以利後續模式參數之率定及驗證。

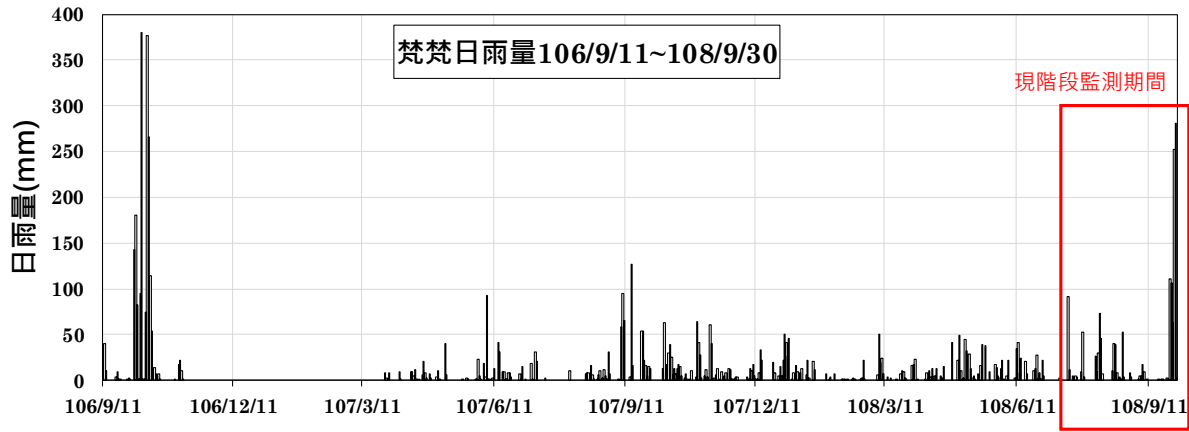


圖 3.1.3-1 D007 梵梵場址日雨量資料

Figure 3.1.3-1 Daily rainfall data of D007 site

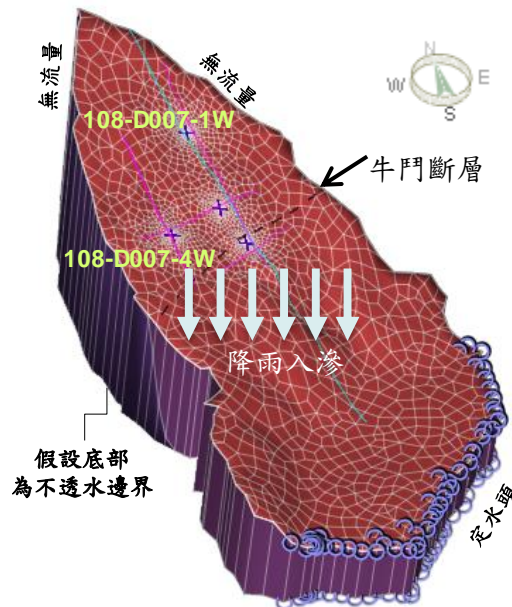


圖 3.1.3-2 D007 梵梵場址邊界條件設定

Figure 3.1.3-2 Boundary condition of D007 Fanfan site

4. 水文地質參數設定

本計畫建置模式所需之水文地質參數，將前述室內試驗分析(包含壓力鍋試驗、土壤及岩石一般物性試驗)、現地試驗分析(水力試驗)以及岩體透水係數推估所獲得之各項成果，來掌握 D007 梵梵場址之基本物理性質及其水力特性。本計畫根據壓力鍋實驗所得之各階土壤張力與所對應的土壤含水量間之數據進行土壤水分特性曲線之參數迴歸分析，並將分析成果代入模式進行分析。根據文獻可知，van Genuchten(1980)模式可廣泛應用於各種

土壤壓力範圍下所對應之含水量，故以 vG 模式成果代表 D007 梵梵場址之未飽和土壤特性，如表 3.1.4-1 及圖 3.1.4-1，並代入模式進行分析。綜合地質鑽探資料及地下各分層資訊(透水係數及蓄水係數值則參考現地水力試驗分析成果)，可知 D007 梵梵場址需率定之各地層材料參數及其初始設定如表 3.1.4-2 所示。

表 3.1.4-1 D007 梵梵場址土壤水分特性曲線參數之分析成果

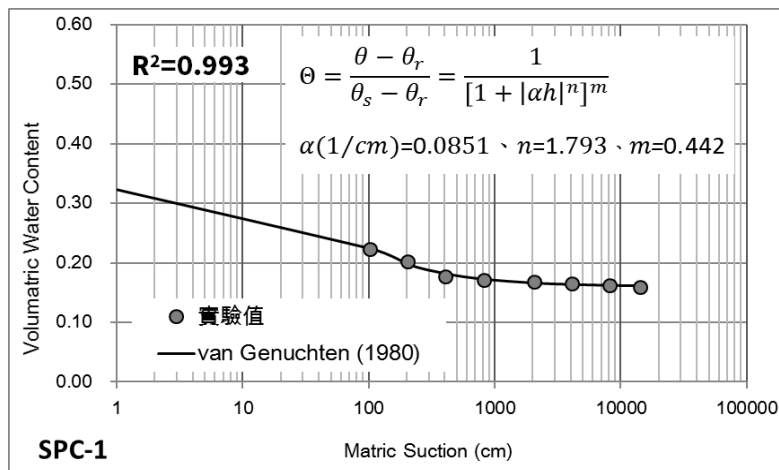
Table 3.1.4-1 Simulation parameters of soil water characteristic curves for D007 Fanfan site

採樣編號 ^{註1} 參數 ^{註2}	SPC-1	SPC-2	SPC-3
θ_r	0.160	0.153	0.167
θ_s	0.518	0.433	0.455
α	0.0851	0.0624	0.0306
n	1.793	1.915	1.894

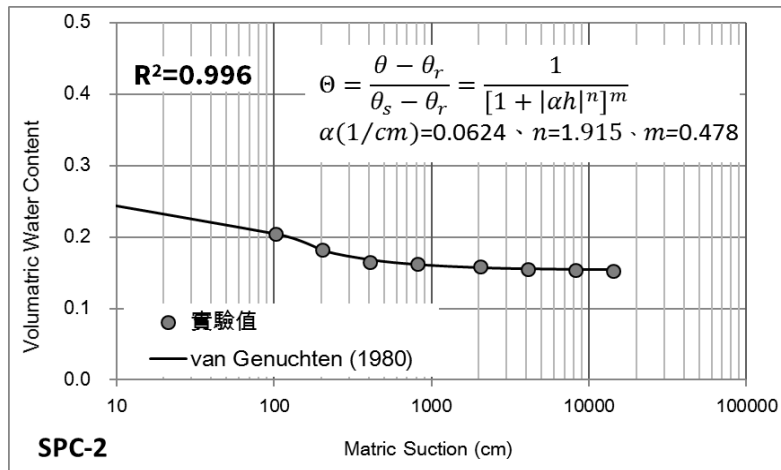
註 1：各採樣編號之空間分布位置請參考前述章節

註 2: van Genuchten (1980) 模式 $\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + |\alpha h|^n]^m}$ (m=1-1/n)

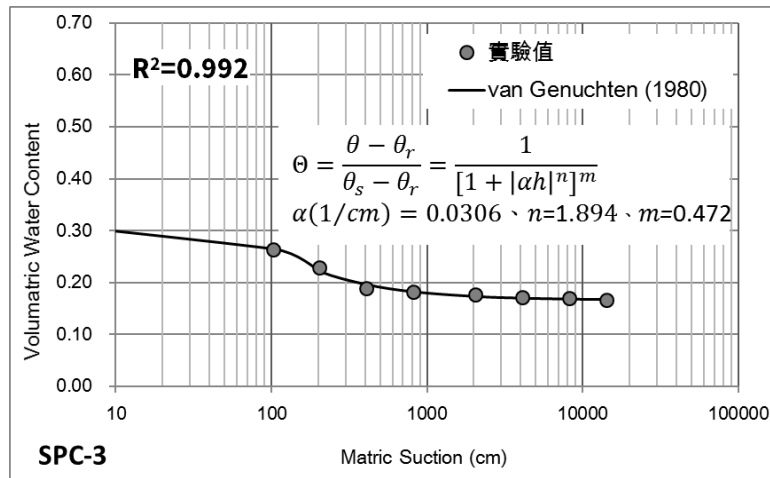
參考來源：本計畫整理



(a) SPC-1



(b) SPC-2



(c) SPC-3

圖 3.1.4-1 D007 梵梵場址土壤水分特性曲線分析成果

Figure 3.1.4-1 Analysis results of parameters of soil water characteristic curves for D007 Fanfan site

表 3.1.4-2 D007 梵梵場址模式參數之初始設定

Table 3.1.4-2 Initial condition for D007 Fanfan site

地下分層	透水係數(m/s)	比蓄水係數(1/m)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
				θ_r	α	n
土壤層	1.0E-03	1.0 E-06	0.35~0.40	0.153~ 0.167	0.031~ 0.085	1.79~ 1.92
崩積層	4.76E-04~4.76E-06	1.0 E-06	0.30~0.35			
崩滑體	4.76 E-05~6.13 E-06	1.0 E-06	0.20~0.30			
廬山層	1.48 E-05~1.73 E-09	1.0 E-06	0.02~0.10			
四稜砂岩	1.48 E-05~1.73 E-09	1.0 E-06	0.02~0.10			

註：初始設定值參考自室內試驗、水力試驗，以及連續式岩體透水係數推估等

5. 三維地下水流模式建置

本計畫根據前述資料建置之 D007 梵梵場址三維水文地質概念模型，使用 HGS 程式建立三維地下水流數值模式，接著則採用各模式參數初始值，與梵梵日雨量資料、地下水位觀測資料及土壤含水量監測資料進行模式分析。本計畫時序性資料時間間距並不相同，分別為小時觀測資料(降雨量、地下水位)及日觀測資料(土壤含水量)，故模式設定模擬時距是以日為單位，現階段取得之日雨量資料為 106/9/11 至 108/9/30，而土壤含水量監測資料記錄為 108/7/24 至 108/10/23，以及地下水位監測資料記錄為 108/7/10 至 108/10/7，觀測資料持續記錄中，因此現階段根據現有資料進行模式常時水位及高水位之模擬，本報告低水位、常時水位及高水位之定義為參考鑽孔之既有觀測水位資料而定，低水位為觀測期間水位最低值，常時水位為觀測期間之平均值，而高水位則為觀測期間水位之最高值。

因梵梵場址目前觀測資料有限且，僅有 3 個月且為雨季期間，故現階段三維地下水流模式選取低水位(=451.5 m)作為穩態模式初步率定的目標水位，模式率定時間為 106/9/11~108/7/9，穩態模式分析時則以模式率定期間之日雨量平均值(=9.15mm/day)作為模式輸入，模式參數率定完成後則進行暫態分析(108/7/10 至 108/10/7)；各水文時序資料顯示如圖 3.1.5-1 與圖 3.1.5-2，並據以提出初步模擬結果。

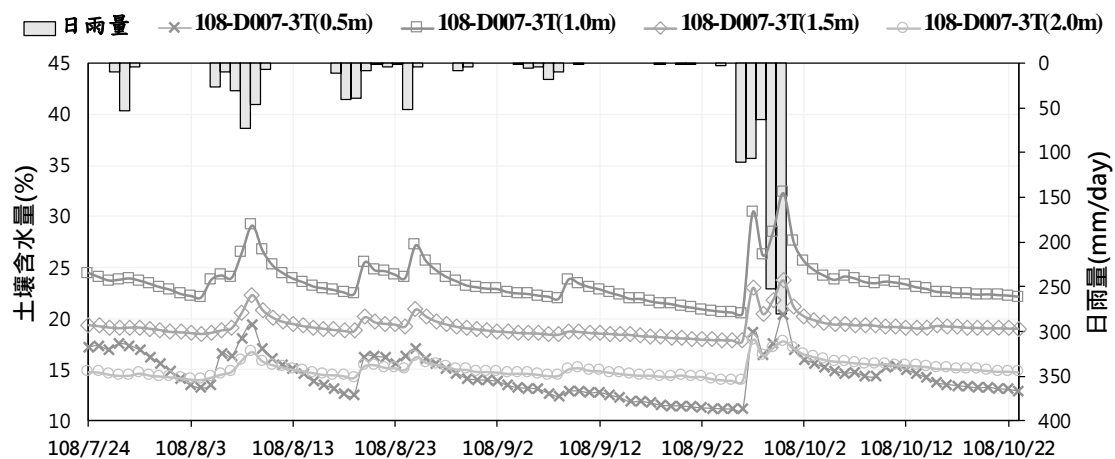


圖 3.1.5-1 D007 梵梵場址現地土壤含水量資料

Figure 3.1.5-1 In-situ soil moisture monitoring data of 108-D007-3T

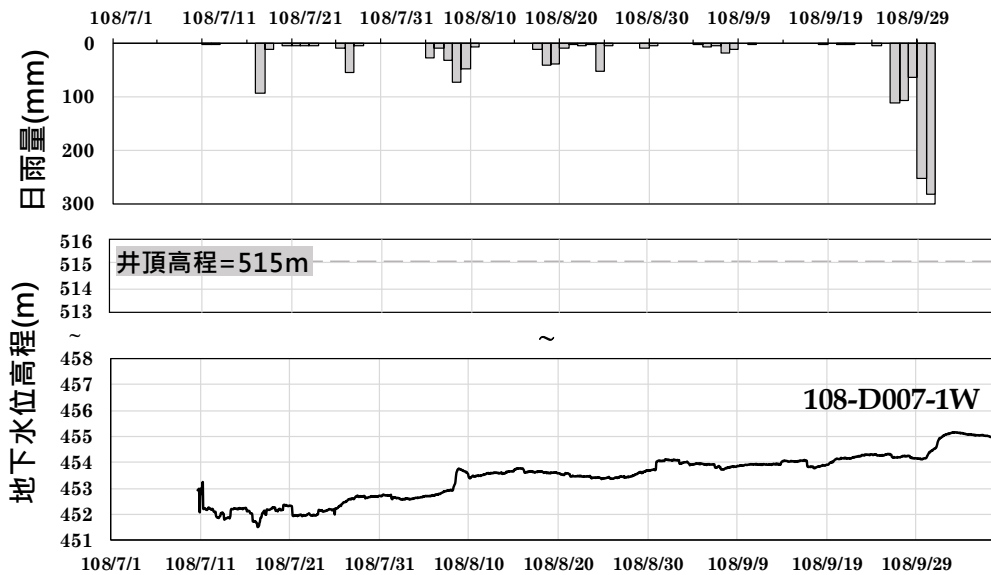


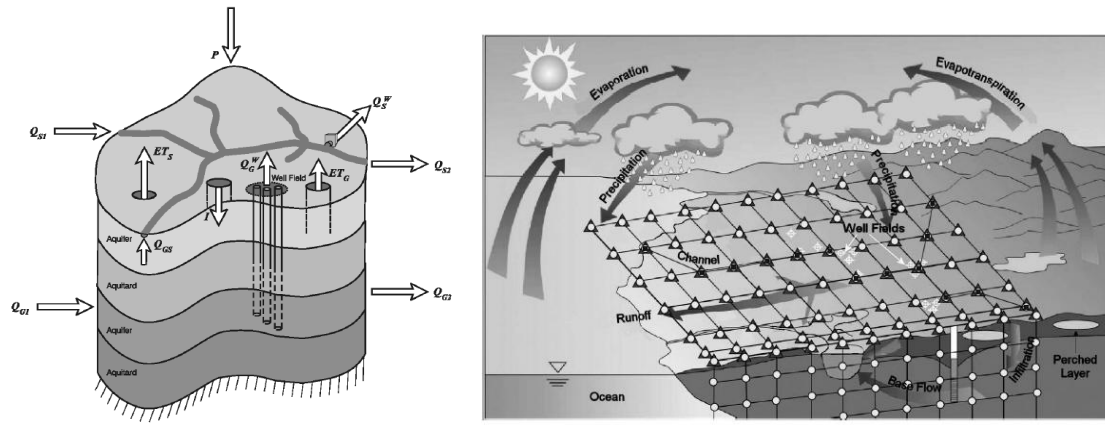
圖 3.1.5-2 D007 梵梵場址鑽孔地下水位與降雨量之分布

Figure 3.1.5-2 Relationship between hydraulic head and rainfall data of 108-D007-1W

(二) 三維地下水流場分析

1. 三維地下水流模式建置及 HydroGeoSphere(HGS)模式之介紹

本計畫採用加拿大滑鐵盧大學所發展的 HGS 數值模式(McLaren, 2005; Therrien et al., 2005)是利用三維有限元素法進行地表與地表下水流模擬分析,其理論基礎是由 Therrien and Sudicky (1996)之地表下水流模擬模式所延伸而得, HGS 前身是 FRAC3VS 三維地下水流數值程式,可模擬飽和/未飽和含水層之地下水與污染物傳輸之分析,直到 2002 年,進一步與 Hydrogeologic 公司研發之 MODHMS 地表水分析程式整合,最後成為可完全耦合之地表水與地下水互制之分析,而成為目前的 HydroGeoSphere 模式(Brunner and Simmons, 2012),為瞭解地下水頭及土壤含水量隨降雨之變化情形,考慮水文循環各組成要素包含降雨、入滲、蒸發散量等因子(如圖 3.2.1-1)。



參考來源：摘自 Viessman and Lewis, 1996

圖 3.2.1-1 區域水文循環概念模型與數值模擬示意圖

Figure 3.2.1-1 Schematic diagram of conceptual model of hydrological process and its ICs and BCs

HGS 模式之地表水控制方程式採用 Saint Venant equation，而地下水控制方程式採用 Richards equation，目前國內外皆有應用案例，且其正確性與適用性亦已獲得驗證。模式中以水文循環概念模型組成地表與地下水之互制公式，如圖 3.2.1-1 所示，考慮水文循環各組成要素包含降雨、入滲、蒸發散量等因子，在每個模擬時距，模式求解地表與地下水流，可藉以探討兩者間水量傳遞與補排特性。模式詳細各組成要素與控制方程式，茲將說明如下。

(1) 地表逕流控制方程式

集水區之地表逕流在水文循環中扮演很重要的因子，控制水流進/出地表下、河川、湖泊或水庫，將地表水與地下水利用單節點或者雙節點的交流方式使水流能夠在此節點交會處進行流動，使降雨過後地表逕流在流動中一直不斷入滲進土壤內，使得整個分析模式更加貼近實際情況。HydroGeoSphere 模式在地表逕流中是以二維聖凡南(Saint Venant)方程式建構而成，茲將針對地表逕流與渠流之控制方程式分別說明如下。

$$\frac{\partial \phi_o h_o}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{v}_{x_o} d_o)}{\partial x} + \frac{\partial (\bar{v}_{y_o} d_o)}{\partial y} + d_o \Gamma_o \pm Q_o = 0 \quad (\text{式 3.2.1-1})$$

x 方向之動量方程式可表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{v}_{x_o}) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{v}_{x_o}^2 d_o) + \frac{\partial}{\partial y} (\bar{v}_{x_o} \bar{v}_{y_o} d_o) + g d_o \frac{\partial d_o}{\partial x} = g d_o (S_{o_x} - S_{f_x}) \quad (\text{式 3.2.1-2})$$

y方向之動量方程式可表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{v}_{yo}) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}_{yo}^2 d_o) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{v}_{xo} \bar{v}_{yo} d_o) + g d_o \frac{\partial d_o}{\partial x} = g d_o (S_{oy} - S_{fy}) \quad (\text{式 3.2.1-3})$$

式中 d_o 為流動深度， z_o 為地表高程， h_o 為水面高程 ($h_o = z_o + d_o$)， \bar{v}_{xo} 與 \bar{v}_{yo} 為 x 方向與 y 方向之垂直平均流速， Q_o 為體積流量， ϕ_o 為地表孔隙率， S_{ox} 、 S_{oy} 、 S_{fx} 、 S_{fy} 為 x 方向與 y 方向之無因次底床與摩擦坡坡降。

(2) 地表下逕流控制方程式

地表下逕流控制方程式是由理查方程式修改而得，HydroGeoSphere 模式在地表下逕流中假設為多孔隙介質、完全飽和或可變飽和 (variable saturated) 條件下進行模擬 (Therrien et al., 2006)。地表下逕流假設流體本質為不可壓縮的、多孔介質及裂隙為不可變形、系統為等溫條件以及空氣可無限移動的。其控制方程式可表示如下。

$$-\nabla \cdot (\omega_m q) + \sum \Gamma_{ex} \pm Q = \omega_m \frac{\partial}{\partial t} (\theta_s S_\omega) \quad (\text{式 3.2.1-4})$$

式中， ω_m 總孔隙率，總孔隙率一般為 1.0，若為雙孔隙介質流，則總孔隙率不等於 1.0； q 為流體流量， $q = -K \cdot k_r \nabla (\varphi + z)$ ，其中， k_r 為相對滲透率； φ 為壓力水頭； z 為位置水頭； S_ω 為飽和度； θ_s 為飽和含水量； \mathbf{K} 為透水係數， $K = \rho g / \mu \cdot k$ ，其中， g 為重力加速度； μ 為水的黏滯係數； k 為滲透係數； ρ 為水的密度； Γ_{ex} 為流體在不同地層條件下變換單位體積，在不同地層中，例如： $ex=f$ (裂隙)、 $ex=d$ (雙孔隙)、 $ex=w$ (水井)、 $ex=t$ (暗管排水)、 $ex=o$ (地表)、 $ex=c$ (河道)。而水的飽和度 S_ω 與含水量相關，可表示如下：

$$S_\omega = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (\text{式 3.2.1-5})$$

Brooks and Corey (1964) 於 1964 年利用大量的基質吸力與土壤含水量之試驗資料，發展描述土壤吸力與飽和度 (S_ω) 關係之經驗公式，以下簡稱 BC 模式，表示式如下：

$$S_\omega = S_{or} + (1 - S_{or}) |\alpha \psi|^{-\beta} \quad \text{for } \psi < -1/\alpha \quad (\text{式 3.2.1-6a})$$

$$S_w = 1 \quad \text{for } \psi \geq -1/\alpha \quad (\text{式 3.2.1-6b})$$

相對滲透率 k_r 可表示為：

$$k_r = S_e^{(2/\beta + l_p + 2)} \quad (\text{式 3.2.1-7})$$

式中， α 為空氣進入土體後的壓力水頭， β 為孔隙大小分布指數， l_p 為連通參數，Brooks and Corey (1964) 曾假設其值為 2.0。 $S_e = S_w - S_{or} = (1 - S_{or})$ ， S_e 為有效飽和度， S_{or} 為殘餘水的飽和度，依據 Mualem (1976) 所提之理論，Van Genuchten (1980) 則提出飽和壓力之關係，以下簡稱 VG 模式，可表示如下。

$$S_w = S_{or} + (1 - S_{or}) [1 + |\alpha\psi|^\beta]^{-\nu} \quad \text{for } \psi < 0 \quad (\text{式 3.2.1-8a})$$

$$S_w = 1 \quad \text{for } \psi \geq 0 \quad (\text{式 3.2.1-8b})$$

對於未飽和含水層而言，透水係數會隨著水頭變化而改變，因此未飽和含水層之相對滲透係數 k_r 可表示如下。

$$k_r = S_e^{l_p} [1 - (1 - S_e^{1/\nu})]^2 \quad (\text{式 3.2.1-9})$$

式中， $\nu = 1 - 1/\beta$ ($\beta > 1$)， α 與 β 為透過試驗而得，Mualem (1976) 提出多數的土壤孔隙連通參數 l_p 等於 0.5。

2. 三維地下水流模式參數率定與驗證及地下水流場分析

本計畫為確保模式之準確度與正確性，在模擬過程中輸入降雨條件作為入滲邊界，根據上述三維地下水流分析模式，進行穩態地下流場分析，待完成模式率定後，再依據選取的時序資料進行暫態地下流場分析，模擬每一時階觀測資料之變化，並與實際監測資料進行比對分析。本計畫採用試誤法進行 HGS 模式中各參數之率定，其原理係透過數值程式以規則的方式反覆調整各項參數，使目標函數(例如地下水位誤差及淺層土壤含水量誤差)最小化，以獲得具代表性之參數，建立最符合 D007 梵梵場址地下水流場之水文地質模型，期能進而瞭解 D007 梵梵場址整體地下水流場之分布。

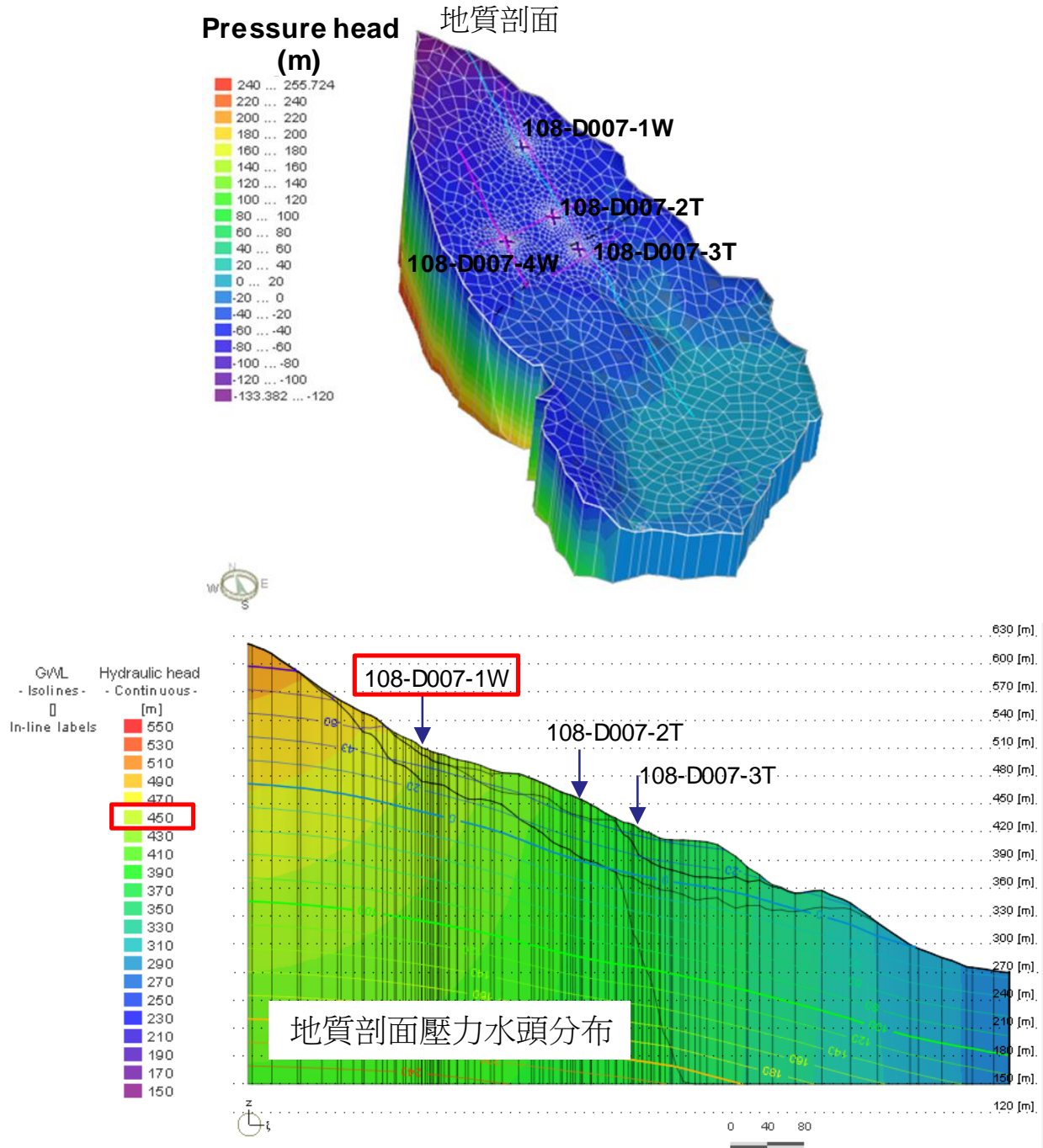
本計畫模式率定時間為 106/9/11~108/7/9，後續再進行 108/7/10 至 108/10/7 暫態模擬；本計畫利用前述現階段現場蒐集之觀測資料進行模式分析，初步率定完成後之模式，參數如表 3.2.2-1，穩態流場及地質剖面之水頭及含水量分布，如圖 3.2.2-1 所示；若比對鑽孔 108-D007-1W 地下水位與模式模擬的地下水位資料，結果如圖 3.2.2-2 所示。本計畫為瞭解梵梵場址之關鍵剖面(地質剖面)穩定性，則以目前觀測期間之單孔 108-D007-1W 高、低水位資料進行比對，待模式率定與驗證完成，則截取地質剖面線對應之地下水位模擬值，以提供二維水文地質概念模型進行坡地穩定性分析；圖 3.2.2-3 及圖 3.2.2-4 分別為常時水位及高水位(擷取今(108)年度 9 月 30 日米塔颱風事件)的三維地下水流場及土壤含水量之空間分布，圖上分別顯示地下水位高程、地下水位、土壤飽和度及土壤含水量之空間分布特徵。

表 3.2.2-1 D007 梵梵場址模式參數之率定值

Table 3.2.2-1 Calibrated parameters of three-dimensional groundwater flow model for D007 Fanfan site

地下分層	透水係數 (m/s)	比蓄水係數(1/m)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
				θ_r	α	n
土壤層	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-6}	0.35	0.1	0.06	1.9
崩積層	4.76×10^{-4} ~ 6.13×10^{-5}	1.0×10^{-6}	0.35			
崩滑體	6.13×10^{-6}	1.0×10^{-6}	0.2			
廬山層	5×10^{-7}	1.0×10^{-6}	0.08			
四稜砂岩	3×10^{-7}	1.0×10^{-6}	0.08			

現階段因梵梵場址觀測資料有限，仍需蒐集更長期的觀測以提供模式進行詳細的率定與驗證，因此本場址三維地下水流場分析模式現階段地下水位觀測資料約 3 個月，以及土壤含水量觀測資料為初步紀錄階段，尚待後續持續觀測資料以提供本模式參數進行詳細之率定及驗證、檢討修正三維水文地質概念模型，以提升模式分析結果之準確性，以獲得更具代表性之參數。



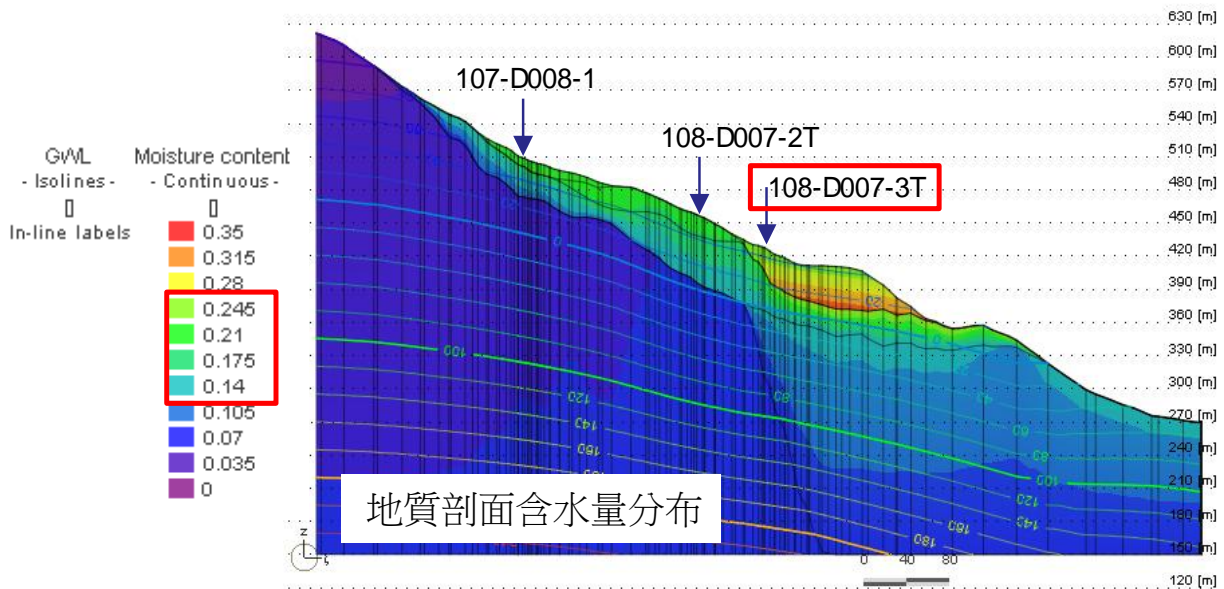


圖 3.2.2-1 D007 梵梵場址穩態三維地下水流場及地質剖面含水量分布

Figure 3.2.2-1 Variations of pressure head and water content of three-dimensional groundwater flow model for D007 Fanfan site

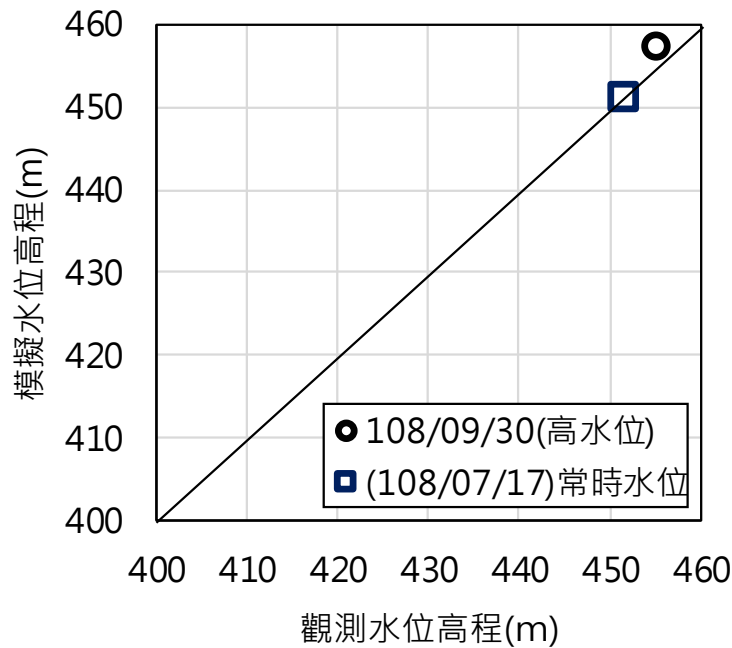
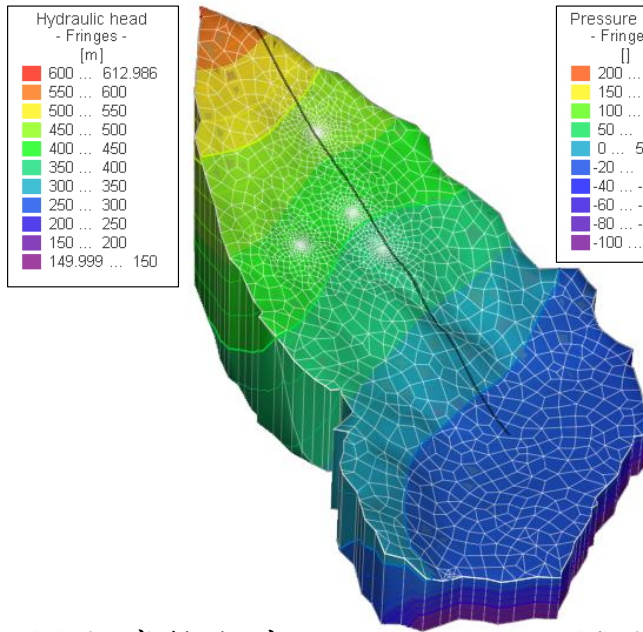


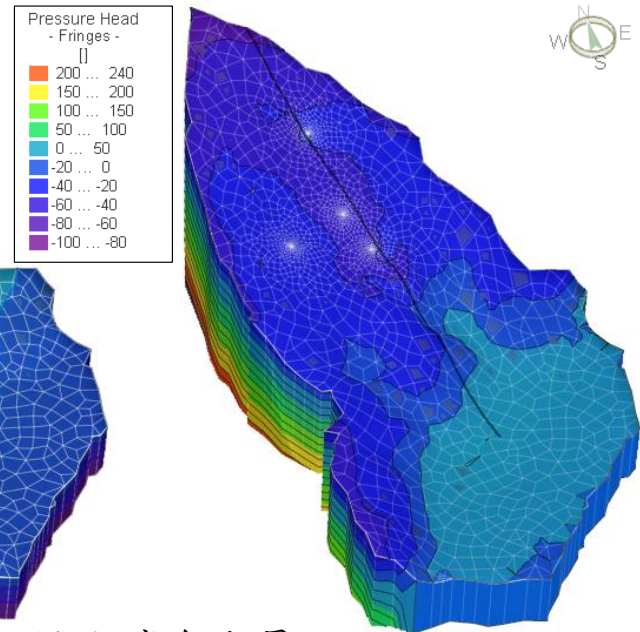
圖 3.2.2-2 D007 梵梵場址常時及高水位模擬結果與觀測水位之比較

Figure 3.2.2-2 Comparison between results of estimated and observed hydraulic head at normal and high groundwater level situations of 108-D007-1W

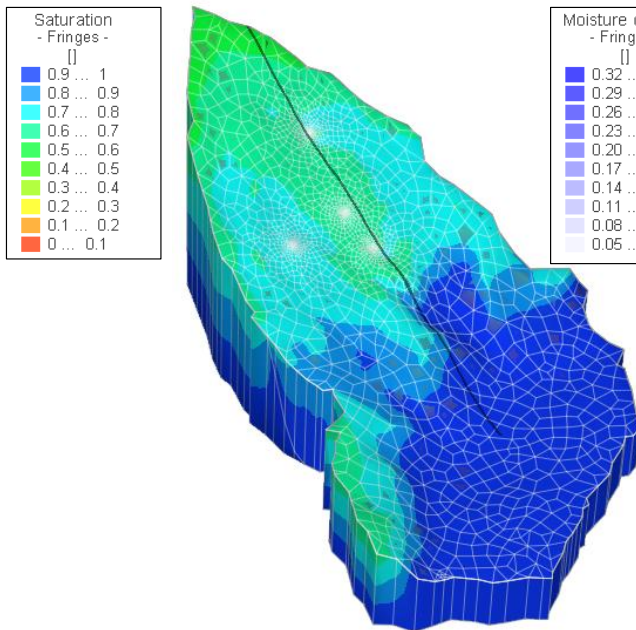
(a)地下水位高程



(b)壓力水頭



(c)土壤飽和度



(d)土壤含水量

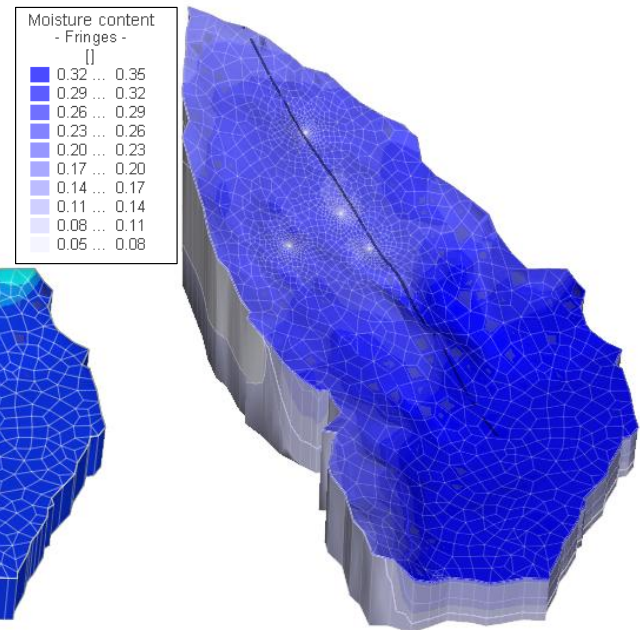
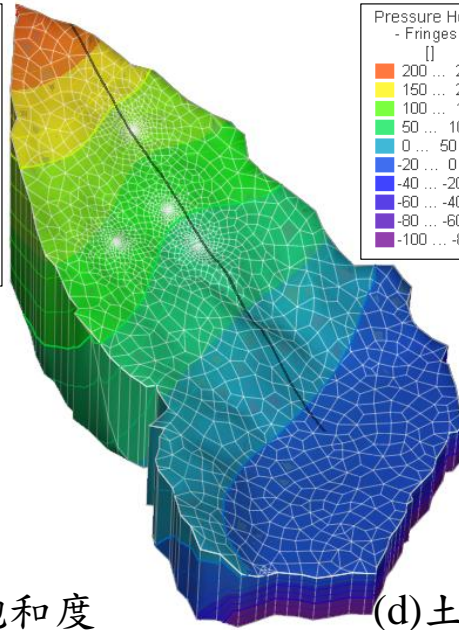
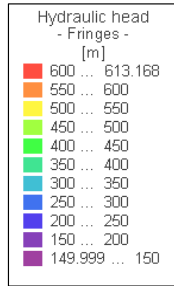


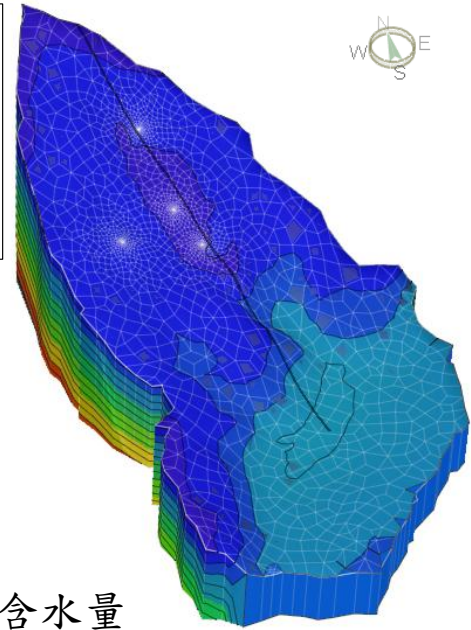
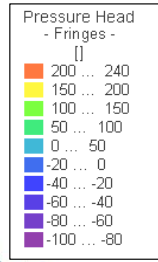
圖 3.2.2-3 梵梵場址常時三維地下水流場之空間分布

Figure 3.2.2-3 Spatial distribution of three-dimensional groundwater flow at normal situation for Fanfan site

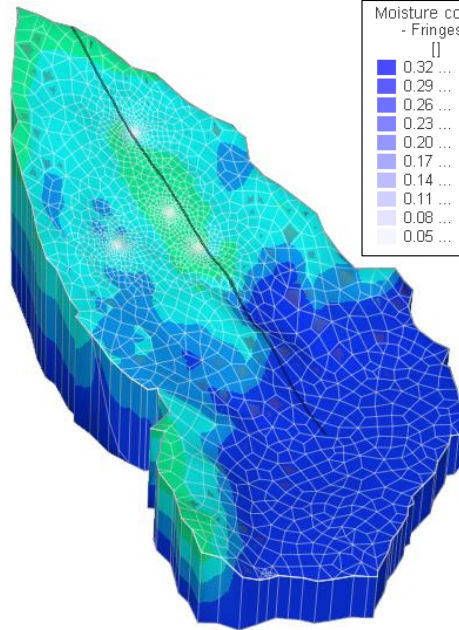
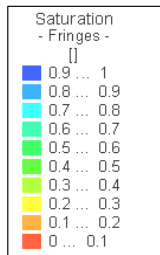
(a)地下水位高程



(b)壓力水頭



(c)土壤飽和度



(d)土壤含水量

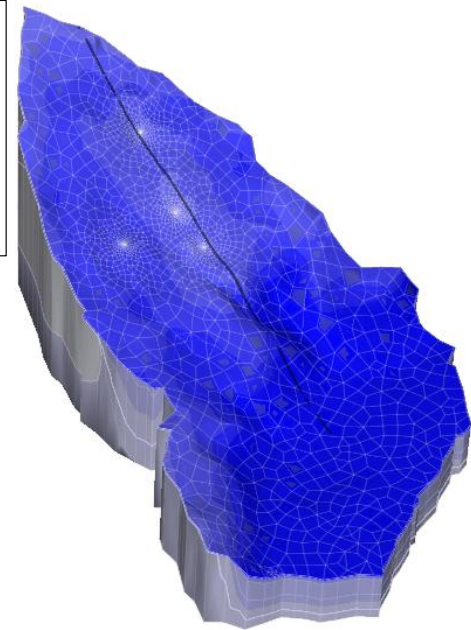
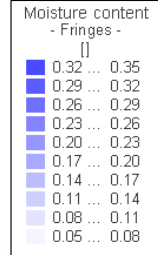


圖 3.2.2-4 梵梵場址高水位(108/9/30)三維地下水流場之空間分布

Figure 3.2.2-4 Spatial distribution of three-dimensional groundwater flow at relative higher groundwater level situation (108/9/30) for Fanfan site

四、三度空間坡地活動性評估系統建置

(一) 方法論述

1. 地表量測

(1) 即時動態差分法(Real-Time Kinematic, RTK)

即時動態差分法(Real-Time Kinematic, RTK)，建立在即時處理兩個測站間的載波相位基礎上，利用動態即時差分方法，將可提供觀測點的三維座標，並達到公分級的精度(Lambiel and Delaloye, 2004)。但其技術會受限於主站系統誤差改正參數之有效作用距離，因衛星定位誤差的空間相關性會隨著基準站與移動站距離的增加而逐漸失去線型誤差模型的有效性，因此在較長距離的情況下(一般大於 10 公里)，經過差分計算處理後之觀測數據仍然含有很大的系統誤差，尤其是電離層的殘餘誤差，將導致整週波未定值求解的困難，甚至無法求解，以致於造成定位成果不佳。故為克服單主站式 RTK 定位技術的缺陷，利用虛擬基準站即時動態定位技術求解區域性衛星多基準站網絡誤差模型如對流層、電離層及軌道誤差等，將可有效增加傳統單主站 RTK 定位之作業範圍，亦即採用多個衛星定位基準站所組成的衛星網絡來評估衛星定位基準站涵蓋地區的衛星定位誤差，並配合最鄰近的實體基準站觀測資料，建構一個虛擬基準站(Virtual Base Station, VBS)做為 RTK 主站使用，此時該虛擬基準站的觀測數據將會與移動站衛星定位接收儀實際接收的觀測數據及誤差模型具有極高的相關性，當再進行 RTK 差分計算處理後，系統誤差即可徹底消除，使用者當然可以快速且方便地獲得高精度、高可靠度及高可用性之即時動態定位成果(內政部國土測繪中心, 2010)。

RTK 建立在即時處理兩個測站間的載波相位基礎上，利用動態實時差分方法，將可提供觀測點的三維座標，並達到公分級的精度，但須要有開闊的視野，讓基站與移動站能接收到足夠的衛星數目與無線電的相互傳輸，若是在地形起伏較大或是遮蔽物多的區域，接收衛星的角度較小與個數較少，解算需花更多的時間也不一定能收斂，因此建議類似的研究區域，須採用更新的儀器來接收更多衛星、加強基站無線電的發射強度與多測量樁的架設，將能更有效率且提高精度進行更精準地分析。

(2) 全站儀(Total Station)

全站儀兼具距離與角度測量功能之電子測量儀。其主要結構係由電子經緯儀與光波測距儀組合而成。測角望遠鏡與光波測距儀之光軸具備同軸結構，經一次照準即可同時測得角度與距離。用全站儀可以進行任何測量或計算活動，大多數的全測站具備測量和顯示以下內容的能力：水準和垂直角度、傾斜距離、垂直距離和水準距離、兩個未設站的點之間的反轉、遠距物體的高程、任何已設站或瞄準點的坐標、導線閉合平差、已設站的點的位置的後方交會法、地形測量、數據單位是英尺或公尺、多次角度的平均、稜鏡常數、大氣壓、溫度、地球曲率與大氣折射的改正，其所得觀測數據通過電子處理，自動輸送至外圍週邊設備，得以實現測量計算及繪圖等之一貫作業，而增進測量作業之全自動化。它使使用者能夠迅速地完成各式各樣的測量任務並很多測量和計算功能，能夠確定所需的任何距離方位或坐標(周良勳譯, 2003)。

全站儀精度可達公釐至公分等級。但由於非常倚靠雷射能照到的區域，因此若干擾物太多、地形起伏過大，一旦需常移動基站時，整體精度會降低至公分甚至數十公分等級，故為求精準，一般都不會去測量大範圍，若在地形起伏過大，又有許多遮蔽物等干擾，在測量上實屬不易，需配合架設基樁與測量樁，這個部分最好先與研究區域所有權人進行協調，避免遭受不必要的誤會。

(3) 靜態基線測量

由於 GPS 全球定位系統具有全球地面連續覆蓋、即時定位速度快、抗干擾性能好，保密性強、同時多數使用者的需求、即時空間定位、高精度測定速度和位置等特色及功能，所以被引進在測量作業上使用，GPS 定位技術的高度自動化和所達到的定位精度及其潛力使廣大測量工作者產生了極大的興趣，相對於傳統的測量技術，GPS 定位測量技術具有觀測站之間無須通視、定位精度高、觀測時間短、提供三維坐標、操作簡便、全天候作業及經濟效益高等特點(曾清涼, 1999)。大體上，GPS 衛星測量方法可分為靜態測量及動態測量兩大類。目前 GPS 靜態測量大都應用在控制測量方面，需要較長的觀測時間及內業資料計算的時間，而即時動態測量只需在

點位上停留數秒至數分鐘，就可即時解算點位坐標，可有效地提昇 GPS 測量的效率。在施測基線兩端各架設一部衛星定位接收儀，於透空度良好之情況下，同時接收衛星訊號，連續觀測接收一小時以上，相對定位精度可達 $5\text{ mm} + 1\text{ ppm} * L$ (L 為基線長度，單位為公里，即一公里 6mm 的精度)，此為靜態基線測量。

此次宜蘭梵梵研究區域，藉由 GPS 移動式觀測點位、RTK 靜態測量與地調所原本架設的單頻 GPS 進行基線測量計算，除了能提供 RTK 基站更精準的絕對座標外，也能獲得不同期的位移場，若能在同時間內有越多測站資料與確定不動點的參考站越多，分析出來的資訊將越精準，相信能利用此方法，提升解算單點計算精度與 RTK 基站的絕對位置。

2. 地下觀測系統建置

坡地之活動性在地表下之主要觀測標的有地體剪動量、地體不飽和帶含水量以及地下水位，本小節針對地下觀測系統之建置內容與現場工作進行說明。

(1) TDR 坡地地體剪動監測與現場安裝

時域反射儀(time domain reflectometer, TDR)系統為一上孔式概念之新式監測系統，透過多工器 (multiplexer) 以及同軸傳輸纜線，可將多點 TDR 不同監測感測器連接，形成一機多工之功能。時域反射儀(TDR，如圖 4.1.2-1 所示)主要由階躍脈衝產生器(step pulse generator)、取樣器(sampler)與示波器(oscilloscope)組成，其基本原理與雷達相同，由階躍脈衝產生器發射一電磁波進入同軸纜線(coaxial cable)及感測器(sensor)所組成之電磁波傳輸系統(transmission line system)，由取樣器記錄感測器內阻抗(impedance)不連續所造成之反射並顯示於示波器。感測器可視為同軸纜線延伸，同時作為訊號傳輸與感測之用，感測器設計主要將感測內材料電學變化轉換成傳輸阻抗變化，如此可藉由反射訊號得知材料電學特性。

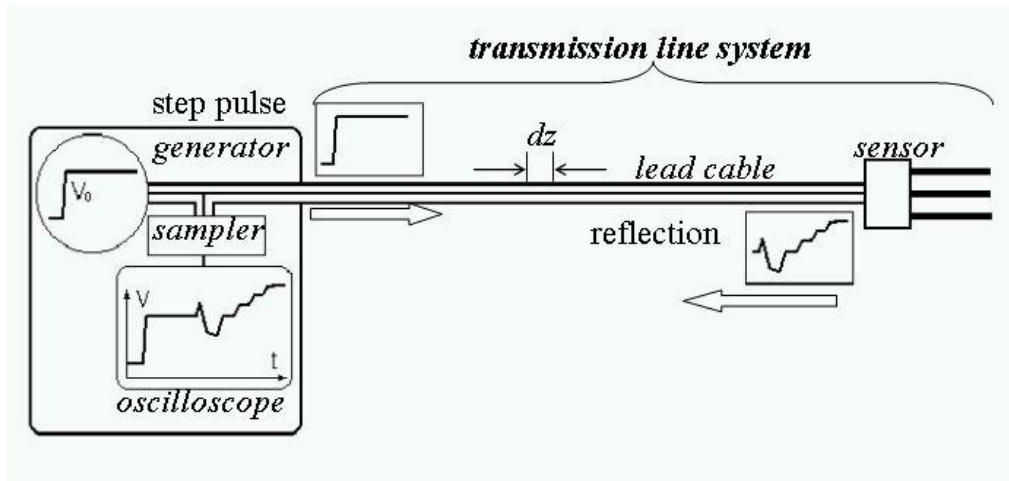


圖 4.1.2-1 TDR 量測系統示意圖

Figure 4.1.2-1 TDR measurement system schematics

TDR 作為坡地地體剪動監測之原理是在於將同軸纜線埋設於有滑動之現象的岩石或土壤邊坡中(如圖 4.1.2-2、圖 4.1.2-3 所示)，當地層相對錯動而改變同軸纜線幾何形狀時，TDR 儀器所發出脈衝電磁方波將在同軸纜線變形處發生訊號反射尖峰(reflection spike)，利用走時進行分析可以定位阻抗不連續的位置。其優點在於監測變形之同軸纜線為一空間連續分佈之感測器，相較於傳統的測傾管技術（非空間連續分佈），具有空間解析優勢。

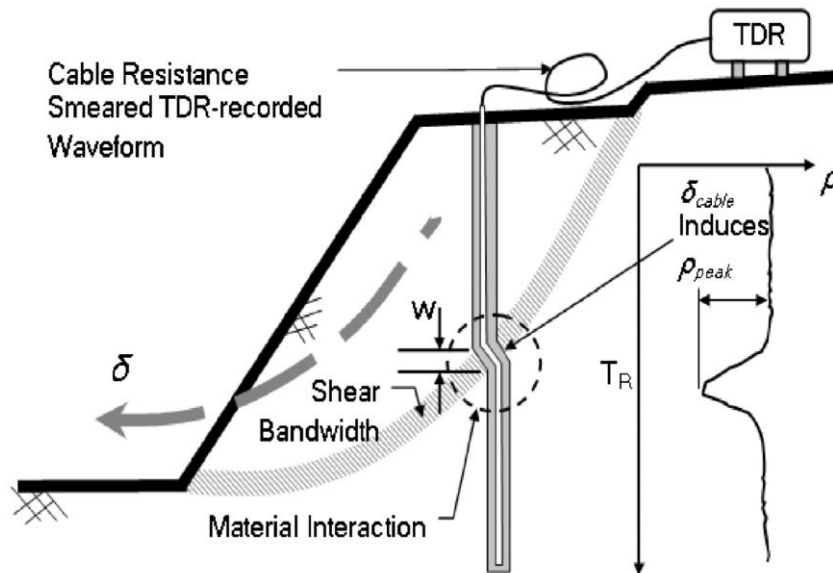


圖 4.1.2-2 TDR 量測系統與訊號傳遞接收示意圖

Figure 4.1.2-2 TDR measurement system and signal transceiving schematics

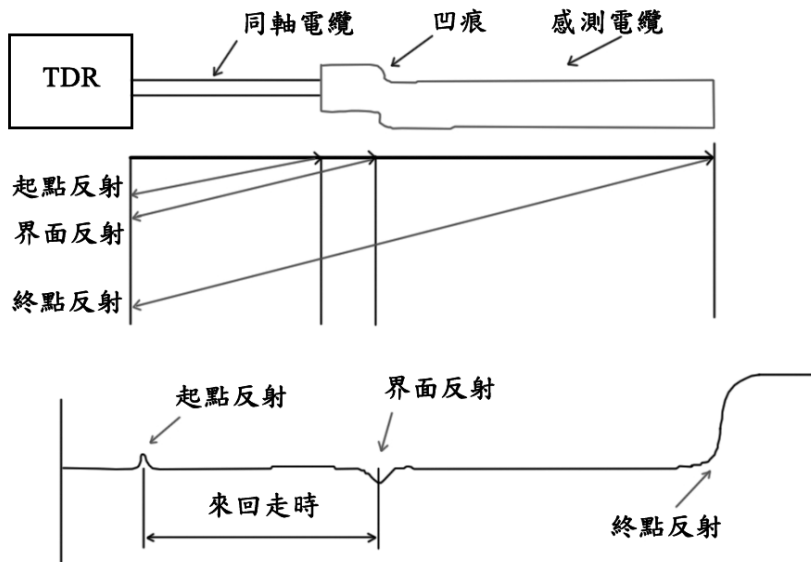


圖 4.1.2-3 TDR 變形監測之反射訊號與原理

Figure 4.1.2-3 TDR deformation monitoring reflection signals and working principle

為進行 TDR 剪動量化分析，採用 Lin et al.(2009)之建議，其量化分析之方法(如圖 4.1.2-4 所示)是將受剪動而產生之負反射訊號之最大值與剪動量進行線性回歸，其數學式表示為

$$\delta = (\rho_{\text{peak}}/S) + \delta_0 \dots\dots\dots(\text{式 4.1.2-1})$$

其中 δ 為外部剪動位移量， ρ_{peak} 為反射係數峰值(與初始量測值之差值)， S 為纜線與周圍束制材料之有效靈敏度； δ_0 為使 TDR 波形產生初始反應所需之啟動位移量，經由一次線性迴歸求得，定義為迴歸門檻值(regression threshold value)。

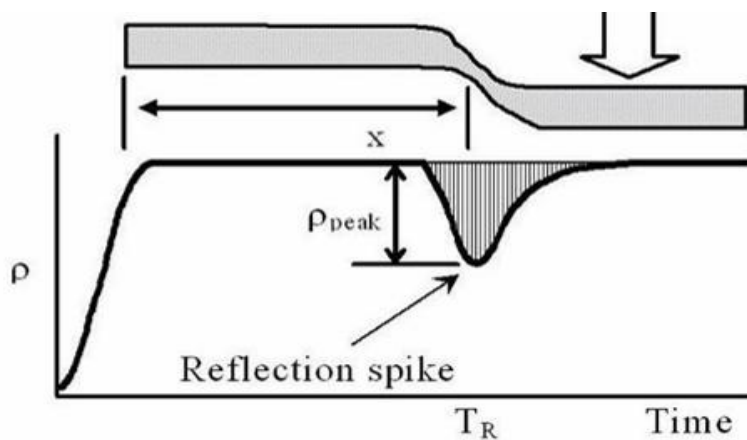


圖 4.1.2-4 TDR 錯動變形量化分析方法

Figure 4.1.2-4 Quantitative analysis approach of TDR deformation

根據現場使用之 RG-8 型纜線配合現場鑽探所得之地層材料與實驗室室內試驗比對，本計畫所使用之剪動量化估計式為(單位：mm)：

$$\delta = (\rho_{\text{peak}}/0.001071) + 5 \dots\dots\dots (式 4.1.2-2)$$

此估計式為粗估之位移量，若要取得更為精準之現地位移量供持續位移監測與門檻預警，需搭配臨近鑽孔或與鑽孔共構之傾斜儀測得位移量標定有效系統靈敏度 S。

本計畫 TDR 剪動監測纜線安裝於 108-D007-2T 以及 108-D007-3T 孔位兩處，安裝時根據現場安裝之標準作業流程進行(圖 4.1.2-5)，主要是在鑽探完成後，將纜線放入孔內並回填水灰比 1:2 之水泥漿，在放置過程中以及回填完成後皆進行訊號確認，以確保在安裝過程中監測纜線沒有發生損壞之情形。本計畫配合 SAA (陣列式孔內位移計)之裝設，在 108-D007-2T 孔位與 1.5 英吋 PVC 管共構安裝，已於 108 年 8 月 6 日安裝完畢並收錄初始波形，安裝現況如圖 4.1.2-6 所示；另 108-D007-3T 孔位 TDR 纜線單獨安裝，已於 108 年 7 月 17 日安裝完畢並收錄初始波形，安裝現況如圖 4.1.2-7 所示。

本計畫為使此監測成效更加卓越，額外規劃於現場安裝交通大學團隊自主開發之監測主機進行即時監測系統。監測儀器箱已於 108 年 6 月 28 日於 108-D007-2T 及 108-D007-3T 孔位附近完成裝設，現場安裝實況如圖 4.1.2-8 所示，並於 108 年 7 月 25 日在 108-D007-3T 孔位開始進行自動化監測，於 108 年 8 月 6 日在 108-D007-2T 孔位開始進行自動化監測。

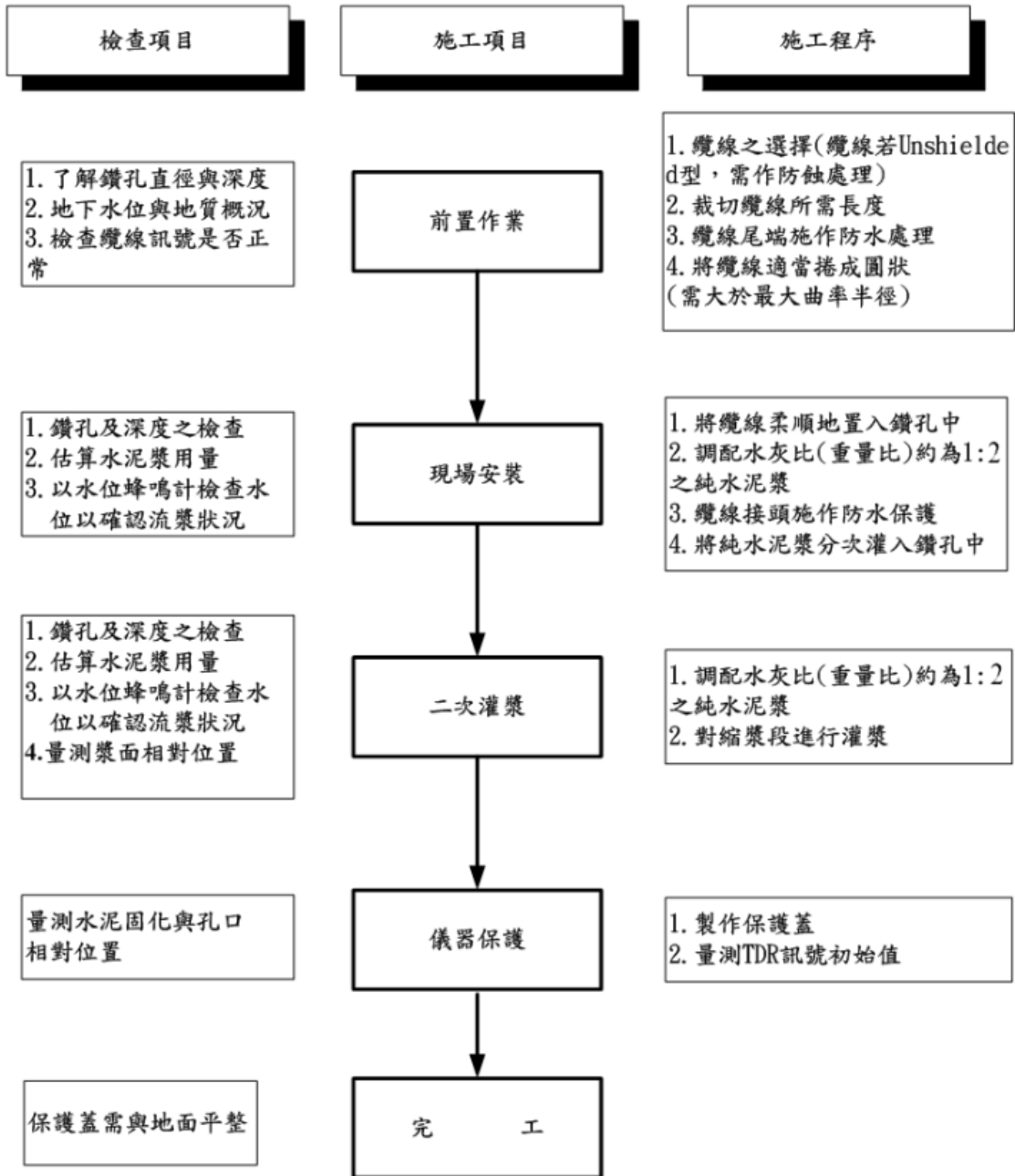


圖 4.1.2-5 TDR 剪動監測纜安裝標準流程

Figure 4.1.2-5 Standard installation procedure for TDR deformation monitoring cable



圖 4.1.2-6 108-D007-2T TDR 監測纜線安裝現況

Figure 4.1.2-6 In-situ installation of TDR deformation monitoring cable in 108-D007-2T



圖 4.1.2-7 108-D007-3T
TDR 監測纜線安裝現況

Figure 4.1.2-7 In-situ installation
of TDR deformation monitoring
cable in 108-D007-3T



圖 4.1.2-8 108-D007-3T 監
測儀器箱安裝現場配置

Figure 4.1.2-8 In-situ installation
setup of the monitoring system
casing in 108-D007-3T

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測主要目的是提供做為非飽和土壤層之滑動破壞分析，甚至達到預警之效益。為使其發揮其功效，並驗證淺層非飽和土壤層破壞之情形，本計畫目前依現場條件安裝在 108-D007-3T 孔位附近，將其監測資料透過 108-D007-3T 監測主機即時回傳於室內監測伺服器內。在考量其含水量量測準確度以及經濟效益後，安裝 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 監測淺層土壤含水量 (如圖 4.1.2-9 所示)。GS3 為電容式含水量儀器，目前已於現場依不同深度安裝 4 支。安裝方法：進行土壤開挖至少 2 公尺深，將感測器水平插入預計深度後，再將原有土壤回填。本計畫淺層含水量感測器已於 108 年 6 月 28 日安裝完成，安裝實況如圖 4.1.2-10、圖 4.1.2-11 所示，在 108-D007-3T 孔位附近安裝於地表下 0.5m、1.0m、1.5m 以及 2m 等深度。監測主機同時於民國 108 年 6 月 28 日安裝完成，自動化監測於 108 年 7 月 24 日完成測試正式開始運作，每天可有一筆之監測資料自動回傳至伺服器。



圖 4.1.2-9 Decagon 土壤含水量感測器 GS3

Figure 4.1.2-9 Decagon soil moisture content sensor GS3



圖 4.1.2-10 108-D007-3T 淺層
含水量監測安裝過程實況

Figure 4.1.2-10 Installation condition
of the shallow layer soil moisture
content monitoring system in
108-D007-3T



圖 4.1.2-11 108-D007-3T 淺層
含水量監測安裝完工實況

Figure 4.1.2-11 Completion of the
moisture content monitoring system
installation in 108-D007-3T

(3) 水位觀測井與自記式水壓計裝設

水位觀測井之安裝可有助於透過水位之變化間接了解地體活動之狀況，配合地質調查之鑽孔，進行了水位觀測井安裝，水位觀測井之安裝示意圖如圖 4.1.2-12 所示，鑽孔內置入適當大小之開孔 PVC 管，開孔處以篩網綁紮並回填砂或礫石，在孔口處使用混凝土封填管口，並設置保護管與頂蓋，以進行保護。而為可有效捕抓地下水位之變動狀態，本團隊於水位觀測儀器選用上，採用了 Heron dipper logger NANO 自記式水壓計(如圖 4.1.2-13 所示)進行水位紀錄，圖 4.1.2-14 則表示自記式水壓計配置示意圖。

本計畫於 108-D007-1W 及 108-D007-4W 孔位安裝自記式水位計，在井測調查成果研判後決定進行無分層水位觀測，規劃監測頻率為逐時監測，視實際分析需求將再進行調整。目前已於 108 年 7 月 10 日完成 108-D007-1W 自記式水位計裝設，安裝現況如圖 4.1.2-15 及圖 4.1.2-16。另

已於 108 年 8 月 2 日完成 108-D007-4W 自記式水位計裝設，安裝現況如圖 4.1.2-17 及圖 4.1.2-18。

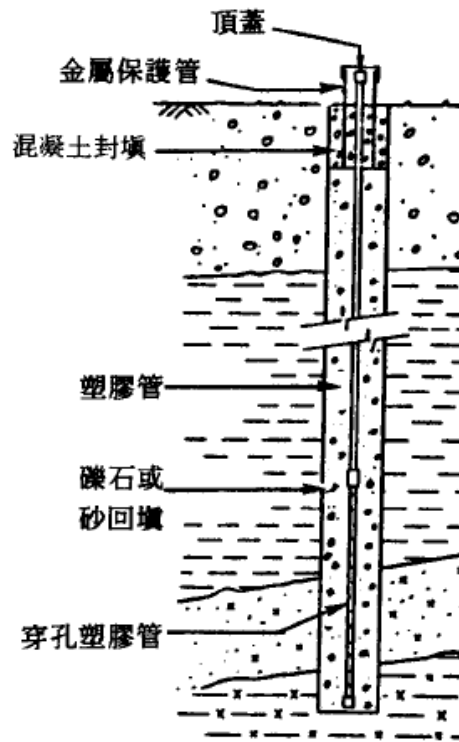


圖 4.1.2-12 水位計安裝示意圖

Figure 4.1.2-12 Schematics of automated groundwater data logger installation condition



圖 4.1.2-13 Heron dipper logger NANO 自記式水壓計

Figure 4.1.2-13 Heron dipper logger NANO automated groundwater data logger

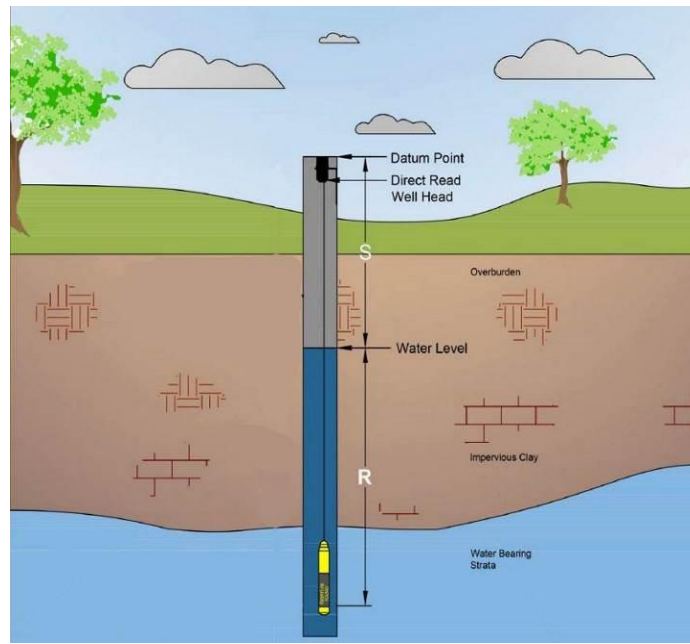


圖 4.1.2-14 Heron dipper logger NANO 自記式水壓計配置示意圖

(改編自 NANO 自記式水壓計使用手冊)

Figure 4.1.2-14 Schematics of Heron dipper logger NANO automated groundwater data logger installation setup (amended from the manufacturer manual)



圖 4.1.2-15 108-D007-1W 水位計安裝過程實況

Figure 4.1.2-15 Installation process of automated groundwater data logger in 108-D007-1W



圖 4.1.2-16 108-D007-1W 水位計安裝完工實況

Figure 4.1.2-16 Completion of automated groundwater data logger installation in 108-D007-1W



圖 4.1.2-17 108-D007-4W 水位計安裝過程實況

Figure 4.1.2-17 Installation process of automated groundwater data logger in 108-D007-4W



圖 4.1.2-18 108-D007-4W 水位計安裝完工實況

Figure 4.1.2-18 Completion of automated groundwater data logger installation in 108-D007-4W

3. 地動觀測系統

邊坡地滑行為速度可以從每年數公分至每秒數公尺，然而滑動的速度往往決定該事件造成的災害程度。坡地滑移速度主要又受控於本身材料物理特性(例如岩石強度、透水係數、孔隙率)、地層位態(例如層面傾角)及外在環境觸發因子(例如地表降水及地下水位變化)。過去對於邊坡監測與相關預警工作，主要分為門檻式觸發方法(Iverson, 2000; Savage et al., 2004)，透過邊坡材料性質與幾何參數進行安全係數評估；另外則是透過統計方法，建立降雨強度與雨場持續時間(Intensity-Duration Curves)之關係式，作為坡地走滑的啟動條件之一(Caine, 1980; Guzzetti et al., 2008)。為了針對特定大規模高潛勢崩塌區域進行細部監測，中央地質調查所長時間在崩塌區域內進行鑽探調查工作、設置水位觀測井與傾斜觀測管，建立地下觀測系統長時間測地下水位變化及潛在滑動面之位移情形；並於地表上安裝雨量計、

GPS 監測等儀器，同時觀察可能的地表變形特徵及活動度評估。近年來，地震儀(地動感測器)已廣泛應用於探討大規模崩塌事件的運動行為及變形機制(Chen et al., 2013; Chao et al., 2016, 2017)、震波式崩塌預警等相關研究(Mainsant et al., 2012)。震波式監測技術相對於傳統崩塌地監測儀器的優勢主要為下列三點:(1) 高精度微地動監測能力(可達 10^{-9} m)、(2) 高時間取樣率(每秒 100-1000 資料點)、(3) 儀器便攜性高且安裝方便。上述優勢將有助於監測大規模崩塌區之崩滑運動行為，配合現地鑽探、地下及地表監測資料，整合性探討崩塌地之觸崩因子及其活動性評估。

本計畫五年期執行期間，預計採用三種不同類型的地動感測器(如寬頻地震儀、短週期地震儀、地聲檢知器)，依據計畫執行震波監測技術應用之工作項目需求，最終將歸納與整合各式儀器監測之優勢及其針對不同工項之適用範圍。下列則對各類儀器進行詳細說明:

(1) 寬頻地震儀 (Broadband Seismometer, BB)

本計畫採用的寬頻地震儀有兩種類型，分別為 Guralp CMG6TD (圖 4.1.3-1)與 Trillium Compact (圖 4.1.3-2)。前者 CMG-6TD 的儀器規格包含 24 位元數位化器、三軸向速度型地震儀。可記錄訊號週期為 0.01-30 秒、資料取樣點範圍為每秒 1-250 點、內建 4GB 資料儲存空間、避雷裝置與 GPS 時間接收器等。資料擷取裝置具備 125 dB 以上動態範圍，感震器敏感度約為 2×1200 Volt/m/s，記錄器倍率為 0.957μ Volt/Count，理論可監測地動最小精度為 0.4 nm/Count。儀器外觀硬體特徵為資料擷取器與感震器安裝於同一機殼內，外殼為耐腐蝕性材料，適用於潮濕的環境。其規格為直徑 15.4 cm、高 24.2 cm 及重量 3 kg，主要為輕便、強固及容易攜帶。供應直流電源 10-24 Volt，儀器可操作溫度範圍 -10-75°C。內部時鐘使用之晶體振盪器為精密之 TCXO 或 DCXO，穩定度需達 <1 ppm。並能自動與 GPS 時間接收器的時間同步。該儀器裝置配置一個 GPS 時間接收器，配線長度 15 公尺，任何時間維持地震儀時間誤差於 ± 0.001 秒內，並準確提供地震儀地理位置。耗電功率約為 0.9 Watt，12Volt 鉛酸電池(45Ah)，約可以使用 25 天。



(a) Guralp CMG6TD 寬頻地震儀及其相關配置



(c) 放置地震儀之圓桶示意圖



(d) 地震儀架設示意圖，其中桶內儀器必須進行指北與水平調整



(e) 電池置物箱放置三顆 12V 鉛蓄電池及儀器訊號線組



(f) 地震站架設完成遠照與地震儀使用之 GPS 架設位置示意圖

圖 4.1.3-1 寬頻地震儀器 CMG6TD 儀器配置及簡易安裝流程示意圖

Figure 4.1.3-1 The flow chart of instrument Guralp CMG6TD installation

後者寬頻地震儀為 Trillium Compact，其與 CMG6TD 儀器最大的差異在訊號可記錄的頻寬為週期 120 秒至 100 Hz，亦為三軸向速度型地震儀。感震器的敏感度為 750Volt/m/s，擁有± 0.5%的誤差。其規格為直徑 9.0 cm、高 12.8 cm 及重量為 1.2 kg，相對於 CMG6TD 還要更加輕便。需供應直流

電源 9-36 Volt 且儀器可操作溫度 -40-60°C，本身耗電功率為小於 160mW。目前本計畫採用省電型訊號記錄器 DATA-CUBE³ 配合寬頻地震儀 Trillium Compact 使用。此記錄器為 24 bit 三波道數化器，資料取樣率為每秒 50、100、200、400 點。本計畫將採用的記錄倍率為 15.258789 nVolt (ADC Gain 16)、取樣率設定為每秒 200 點。其 GPS 精度為 1μs，電源供應為直流電 5-24 Volt，運作耗電率為 120 mWatt (取樣率每秒 100 點與 GPS 每 30 分鐘運作 5 分鐘)(圖 4.1.3-2)。該產品相對優勢為亦可搭載 CCUBE(耗電率 Ethernet: 0.7 Watt、WiFi: 0.82 Watt、GSM < 1 Watt)進行即時網路資料傳輸，整體儀器運作的功率不到 1.2 Watt，這是目前市面上少有的省電效能。

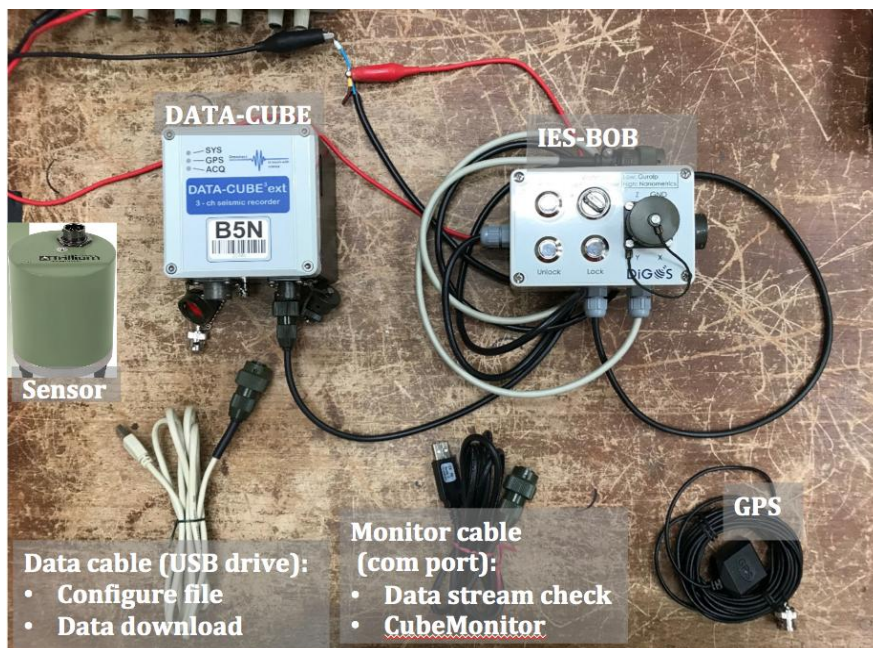


圖 4.1.3-2 Trillium Compact 寬頻地震儀與 DATA-CUBE3 儀器配置圖

Figure 4.1.3-2 Display of broadband (BB) seismometer, data logger, cables and GPS antenna

(2) 短週期地震儀 (Short-period Seismometer, SP)

本計畫執行期間採用的三軸向短週期速度感測器 KVS-300，固有自然振動頻率為 1.9-2.1 Hz、振動敏感度為 0.8 Volt/cm/s、可容許的工作溫度範圍 -20-55°C。硬體規格為 106 mm 寬、104 mm 高、長 140 mm，重量約 1.5 kg，線圈電阻為 7000-7700 歐姆、阻尼為 0.7。記錄器使用 18 位元 EDR-7700 數化器，內建 CF 卡資料儲存空間，最大可以支援 24 GB。資料點取樣率可以

選取每秒 100 點或者 1000 點，分別對應的拐角頻率(corner frequency, f_c)為 20 Hz 及 200 Hz，相對應之記錄器耗電功率為 0.08 Watt 及 0.13 Watt。可測定的振幅範圍為 $\pm 5V$ ，供應直流電源 9-15V。硬體規格為長 225 mm、寬 165 mm、高 90 mm，重量約 1.8 kg，適合的工作溫度範圍為 $-10-50^{\circ}C$ 。圖 4.1.3-3 顯示短週期地震儀、記錄器 EDR-7700、鉛酸電池、GPS 裝置配置情形。

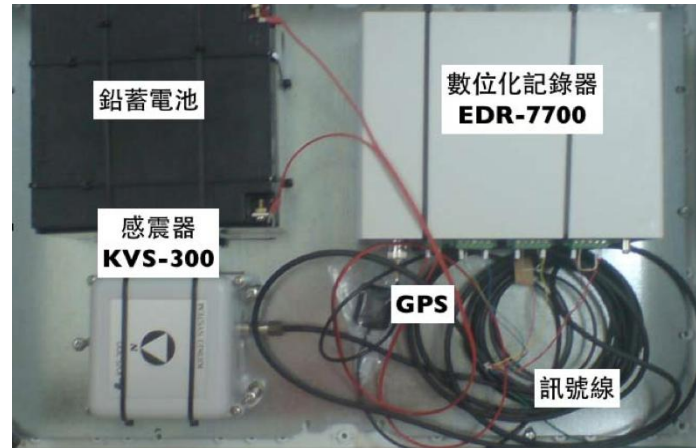


圖 4.1.3-3 短週期儀器配置情形

Figure 4.1.3-3 Display of short-period (SP) sensors and data logger

(3) 地聲檢知器 (Geophone, G)

本計畫執行期間預計使用三軸向低頻地聲檢知器(HG-6 A-Coil)，其自然震盪頻率為 4.5Hz，感震器敏感度為 28 Volt/m/s，硬體規格為直徑 25.4 mm、高 36 mm、重量約 85 g，可操作溫度範圍為 $-40-100^{\circ}C$ 。配合使用的記錄器為 DATA-CUBE³，資料取樣率設定為每秒 200 點、記錄器使用倍率為 244.140625 nVolt (ADC Gain 1)。相關儀器配置如圖 4.1.3-4 所示。

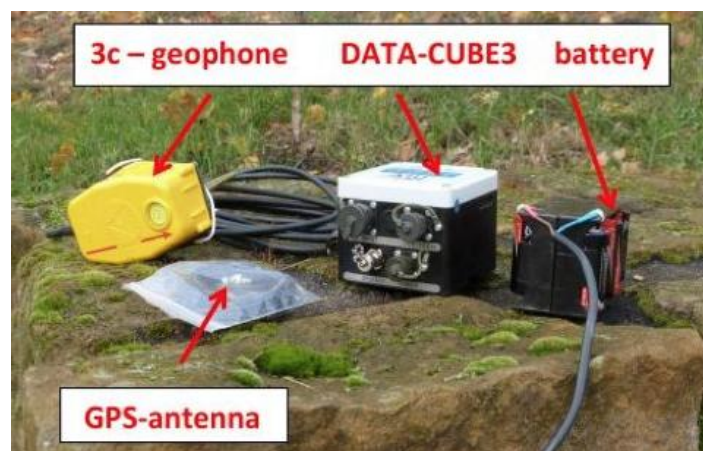


圖 4.1.3-4 地聲檢知器儀器配置情形

Figure 4.1.3-4 Display of geophone (G) sensor and data logger

針對本計畫預計進行的震波式監測技術與相關分析方法進行論述說明如下：

(1) 時頻分析

時頻分析可以系統性提供監測坡地場址周遭噪訊特徵，然後透過各測站背景振動訊號之時頻圖(Time-frequency map)，亦可探討場址噪訊來源。本計畫首先對測站每日連續地動紀錄進行 S-transform 分析(Chen et al., 2013)，計算連續地動訊號對應之功譜密度(power spectral density, PSD)，繪製時頻圖。S-transform 方法優勢為進行短時傅立葉分析的時間窗口為頻率的函數，透過高斯函數控制在低頻訊號部分使用長時窗口；反之，高頻部分使用短時窗口。進一步，歸納監測場址區域之環境振動訊號的主要振幅譜能量強度與頻率範圍。上述參數為後續周遭噪訊法(交互相關函數分析)所需的重要參考資訊之一。本計畫使用之 PSD 定義如下：

假設連續地動訊號 $y(t)$ 經由傅立葉轉換(Fourier transform)的函數為 $Y(f)$ ，如式 4.1.3-1，

$$Y(f) = \int_0^{T_r} y(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (\text{式 4.1.3-1})$$

其中 T_r 為連續地動訊號的時間長度。對於特定頻率值 $f_k = k/(N \Delta t)$ 其傅立葉函數值如式 4.1.3-2，

$$Y_k = \frac{Y(f_k, T_r)}{\Delta t} \quad (\text{式 4.1.3-2})$$

其中 N 為地動訊號的時間資料點個數， Δt 為資料點時間取樣間距(sampling interval)，則 $N = T_r / \Delta t$ 且 $k = 1, 2, \dots, N-1$ 。特定頻率 f_k 之功譜密度(P_k)可以定義為振幅譜的平方再乘以正規化常數(normalization, $2\Delta t/N$)：

$$P_k = \frac{2\Delta t}{N} |Y_k|^2 \quad (\text{式 4.1.3-3})$$

在此研究將 P_k 以 dB 表示(decibel； $\text{PSD} = 10 \times \log_{10}[P_k]$)。由於本計畫預計採用的地動感震器的紀錄資料單位為 m/s，則 PSD 之 dB 單位為相對於 $(\text{m/s})^2/\text{Hz}$ 。圖 4.1.3-5 為時頻分析結果，本計畫後續稱之為時頻圖。時頻圖可提供地動訊號紀錄主要 PSD 能量出現的時間與頻率的位置。如圖 4.1.3-5，PSD 能量主要出現在 20-75 秒時間窗口，且頻率主要分佈在 1-10 Hz。

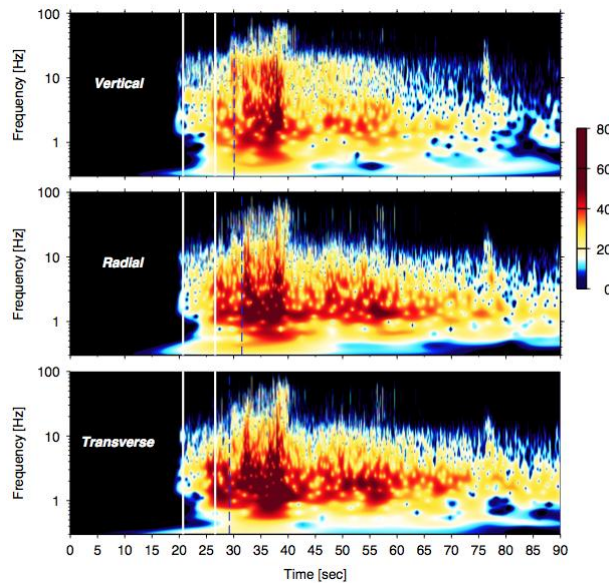


圖 4.1.3-5 時頻圖示意範例，顏色代表 PSD 強度 (dB 相對於 $(\text{m/s})^2/\text{Hz}$)

Figure 4.1.3-5 An example of spectrograms. Color indicates the intensity of power spectral density (PSD)

(2) 場址地震地動訊號之特徵

參考中央氣象局地震測報發佈的地震報告與地震目錄 (<https://www.cwb.gov.tw/V7/earthquake/>)，針對坡地場址之有感地震事件進行場址測站的三軸向地震地動訊號進行檢視，並將速度紀錄微分成加速度紀錄，計算三軸向最大地表地動加速度值(peak ground acceleration, PGA)。PGA 數值可以提供後續坡地安全性評估分析使用。

(3) 周遭噪訊法-交互相關函數監測技術

臺灣位於西太平洋地區，面臨劇烈的水文及氣候環境，在特定山區之崩塌保全部落往往擁有頻繁的人為活動，臺灣四面環海亦容易受到海洋作用，上述兩點特徵提供了相當豐富的周遭噪訊源作為震波技術應用於崩塌活動性監測，周遭噪訊監測技術擁有時間連續性且高資料取樣率之優勢，將可提供岩體內部速度擾動歷時變化。

為了計算周遭噪訊之交互相關函數(noise cross-correlation function, NCF)，首先將每日垂直向連續地動紀錄根據前人研究方法步驟(Bensen et al., 2007)，進行相關的資料前處理流程條列如下：(1)去除儀器響應、基線平均

值與線性趨勢、(2)1-bit 振幅值正規化、(3)振幅譜白頻化(spectral whitening)與(4)帶通濾波(頻段選定主要受控於現地噪訊能量在時間與頻率上的分佈情形而定，可透過方法(1)之時頻分析結果來選取)。各測站紀錄經由資料前處理後，利用交互相關技術(cross-correlation technique)，運算各測站對之間每日噪訊交互相關函數(daily NCFs)，每日的 NCFs 在正值時間軸與負值時間軸上的訊號呈現不對稱性，主要是受控於周遭噪訊來源分布不均的影響。在此若表示為測站 A 對測站 B 進行交互相關分析，代表為 $A \otimes B$ ，詳細數學描述如式 4.1.3-4。因此，若 NCF 最大訊號值出現於正的時間軸上(positive time lag)，代表環境振動噪訊來源強度在測站 A 測大於測站 B (圖 4.1.3-6)。

$$A(t) \otimes B(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(t)B(t - \tau) d\tau \quad (\text{式 4.1.3-4})$$

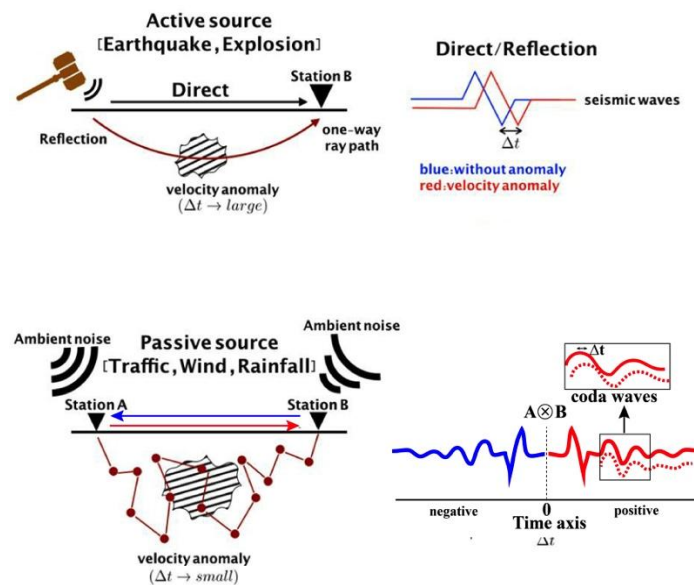


圖 4.1.3-6 主動源與被動周遭噪訊源應用於量測坡地內部震波速度變化之示意圖

Figure 4.1.3-6 Active and passive methods: ambient noise monitoring of relative seismic velocity change (dv/v)

(4) 周遭噪訊法-自相關函數監測技術

參考交互相關函數分析技術，自相關函數分析採用相同的資料前處理。然而在訊號前處理完畢後，後續採用各測站進行自相關函數運算，求得各站之噪訊自相關函數(noise auto-correlation function, NAF)。自相關函數

分析法於 108 年度計畫執行期間開始測試，主要原因為透過 106-107 年度計畫執行成果，以茶山場址為案例(D160)為案例，安裝 4 個測站短週期測站於場址外圍，共計有 6 個測站對進行周遭噪訊法分析，求得各測站對之 NCF 函數。研究成果發現，並非每個測站對在不同時期的 NCF 都具有良好的相關性。其原因可以歸咎於 1) 各測站對之間的地形變異度會影響噪訊訊號之能量衰減程度、2) 噪訊來源分佈為非均向性。因此，本計畫預定在 108 年度計畫執行期間將採用自相關函數分析技術，預期可以改善上述使用測站對 NCF 之相關缺點。

(5) 相對震波速度變化量測

崩塌質量塊體發生滑動主要受控於滑動面之部分液化作用造成孔隙水壓增強的影響、抑或受到地震產生之地表強地動破壞坡地內部材料強度，材料物性弱化後進而發生坡體滑動。上述崩塌觸發機制皆會造成崩塌岩體內部物理性質之改變。換言之，坡體內部因材料物理性質變化會造成內部震波速度的擾動；然而，在坡地滑動行為發生前，岩體剪動面的發育及增厚作用，也會導致剪動面邊界材料產生弱化作用(圖 4.1.3-7)。一般而言，崩塌區域地底下微小的震波速度變化並無法透過主動震源(地震、爆炸源)的直達震波路徑之走時資訊所記錄下來，必須透過被動周遭噪訊源在分布均勻岩體內部經由多次隨機反射、散射路徑之尾波訊號(coda waves)，才能敏感於相當微小的震波速度擾動(relative velocity change, dv/v ，圖 4.1.3-7)。假設震波地下傳遞路徑長度為 l 、震波傳遞初始速度為 v_0 及相對震波速度變化為 dv/v_0 ，則相對震波走時差(Δt)可表示如下：

$$\Delta t = \frac{l}{v_0} \left(-\frac{dv}{v_0} \right) \quad (\text{式 4.1.3-5})$$

尾波傳遞路徑一般將大於直達波傳遞路徑，因此相同的微小 dv/v_0 量值尾波可以提供更大的相對震波走時差(Δt)。實際運用上， Δt 需大於地動訊號紀錄取樣週期，才能夠被拉張法量測到(圖 4.1.3-6)。Mainsant et al. (2012) 首次觀察到在粘土質崩塌事件在發生前數天 dv/v 下降約 2%，然而發生前數小時可觀察到 dv/v 下降約 7% (常時背景 dv/v 為 $\pm 1.0\%$) (圖 4.1.3-8)。然而，這種崩滑前的震波速度變化之前兆現象是會因為崩塌體材料有所差異。因

此，本計畫將透過不同場址進行 dv/v 的長期量測，用以歸納 dv/v 數值與環境因子參數的相關性。透過不同地動測站對及測站分布情形，即可提供速度擾動在空間上的變化，探討崩塌地的地質模型及可能的變形機制。

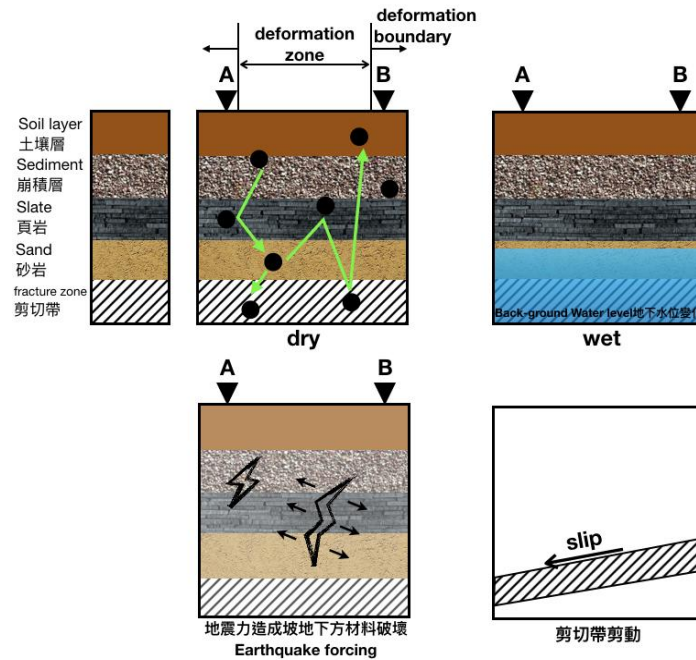


圖 4.1.3-7 震波速度擾動(dv/v)之物理機制來源示意圖，以 A-B 測站對下方岩體材料為例

Figure 4.1.3-7 Possible mechanisms for understanding the dv/v measurements beneath two stations

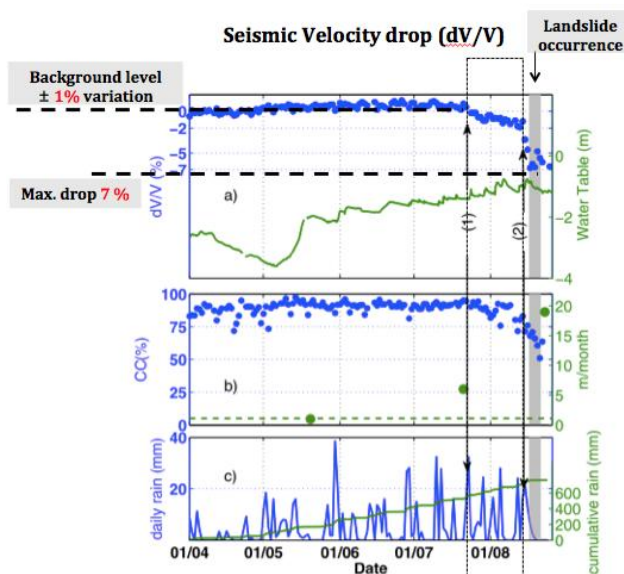


圖 4.1.3-8 相對速度變化(dv/v)、地下水位、地表降雨等歷時資料(Mainsant et al., 2012)

Figure 4.1.3-8 Timeseries of dv/v , ground water level and precipitation

本計畫透過使用拉張法(stretching method, Sens-Schönfelder and Wegler, 2006)針對崩塌坡體內部的震波速度擾動進行量測。首先，利用周遭噪訊法運算每日噪訊交互相關函數(NCF)與自相關函數(NAF)，將特定時間範圍內(通常利用所有有效的每日相關函數)之每日 NCFs、NAFs 進行線性疊加處理(linear stacking)，產生參考噪訊交互相關函數(reference NCF, RNCF)與參考自相關函數(reference NAF, RNAF)。進一步，透過拉張法量測每日相關函數與參考相關函數之間的尾波窗口(coda wave)之震波相位延遲時間(delay time, dt)，進而運用相對時間差(dt/τ)計算坡體內部材料相對震波速度變化(dv/v)，其中 τ 為使用之尾波窗口時間中心位置(圖 4.1.3-9)。基於式 4.1.3-5 將 l/v_0 以尾波時間窗口中心 τ 取代(代表初始震波速度之走時)，關於震波相位延遲時間與相對震波速度變化之間的關係可表示為：

$$-\frac{dt}{t} = \frac{dv}{v} \quad (\text{式 4.1.3-6})$$

其中當 dt 為正值，代表震波傳遞所花的時間變長，震波傳遞速度變慢。則相對震波速度變化(dv/v)為負值，即為式 4.1.3-6 負號的物理意義。

由於本計畫首先嘗試使用垂直向地動訊號計算 NCF 與 NAF，且尾波產生方式類近似於表面波。因此，在相關函數中的尾波訊號部分主要為 Rayleigh wave 且計算的速度擾動(dv/v)為 Rayleigh wave 速度變化。上述震波速度變化量測(dv/v)，唯有在相關函數訊號品質良好的情況下適用。因此，本計畫將優先探討各測站對之每日相關函數訊號品質與 dv/v 量測結果的可靠度分析，預計透過拉張法提供之參考相關函數(RNCF、RNAF)及相關函數(NCF、NAF)互相之間的正規化交互相關係數(normalized cross-correlation coefficient, NCC)作為 dv/v 結果之可信度參考準則(圖 4.1.3-9)。目前 NCF 與 NAF 分別採用的 NCC 門檻值為 0.5 及 0.92，當拉張法結果中的 NCC 值小於門檻值將不進行後續討論。

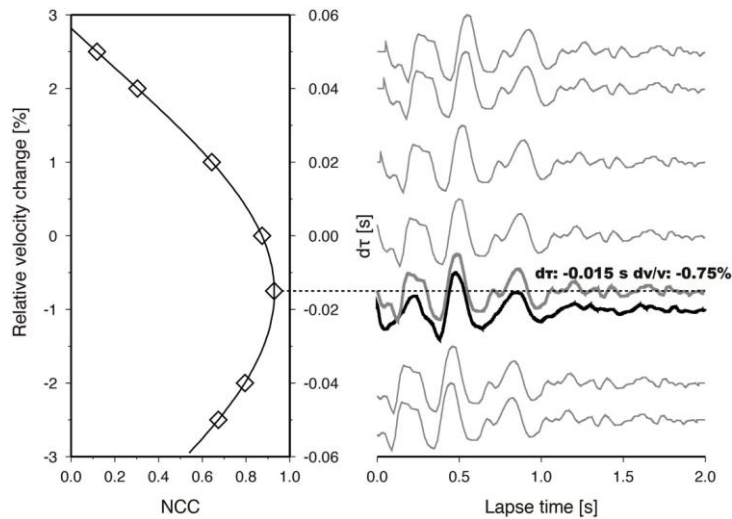


圖 4.1.3-9 透過拉張法量測震波速度擾動(dv/v)示意圖。黑色波線為 RNCf、灰色波線為單日 NCF。

Figure 4.1.3-9 The flow chart of dv/v measurement by using the stretch method. Black and gray lines show the reference and daily NCFs, respectively

(6) 表面波深度敏感度分析

由於表面波波速主要受控於坡地內部剪力波(Shear wave, v_s)速度分佈影響，且不同頻率的表面波震波傳遞速度隨著頻率越低、波長越長，易敏感於地底下深部材料，震波傳遞速度較快，上述現象即為表面波的頻散現象(dispersion)。本計畫透過量測不同頻率範圍的雷利波波速變化(dv/v)，探討不同深度的速度擾動情形。如圖 4.1.3-10，針對頻帶 2 Hz 約對應至敏感深度約 500 公尺左右。計畫執行表面波震測的主要目的為提供剪力波速度構造，即可進行表面波波速對於地下某深度的剪力波速度變化的敏感度分析，提供不同頻率之地動訊號可敏感的深度範圍。若考慮以圖 4.1.3-7 顯示地下水水位面變化為造成相對震波速度變化(dv/v)為例，需事先透過頻率及深度敏感度分析證明 dv/v 變化之頻段主要受控於地下水水位面變化之深度。換句話說，倘若 dv/v 的量測數據的主要頻段落於剪動帶深度，我們亦可推測其 dv/v 的變化與剪動帶運動行為有關。然而上述之 dv/v 與雷利波波速有關，主要受控於地層剪波速度變化。若假設均質均向材料，剪力波波速(v_s)可以表示為

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{4.1.3-7}$$

μ 為剪力模數， ρ 為材料密度。假設具有孔隙(空氣介質)的地層材料經由降雨入滲作用，孔隙由入滲水填充，原理上剪力模數應快速減小，密度增大，綜合考量上述變化 v_s 應變慢；然而在地下水流出地層材料，孔隙分布不變的情況下， v_s 應恢復至原始背景波速。

因此，本計畫關於地動觀測儀建置將聚焦於周遭噪訊監測技術於崩塌預警、滑動機制及坡地內部剪動深度之探討研究。預計透過多年期數個坡地場址監測成果，歸納及彙整各類地動感震器於震波式監測技術應用於坡地活動性評估之適用範圍，提出震波式坡地監測技術之相關準則。

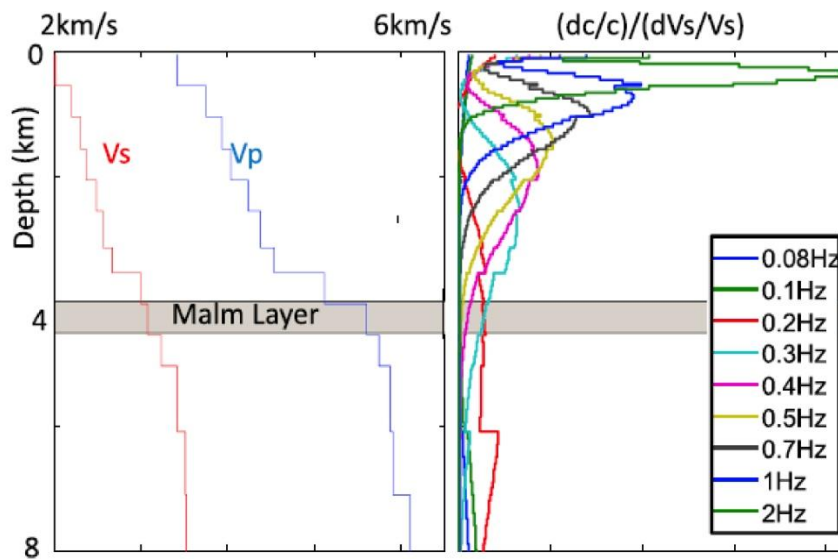


圖 4.1.3-10 剪力波波速擾動對應之不同頻率的敏感深度變化情形 (Obermann et al., 2015)

Figure 4.1.3-10 Surface wave sensitivity kernels as function of depth for a specific frequency range

各年度預期地動訊號紀錄成果需跨汛期，至少 3 部地震儀記錄連續地動訊號 3 個月以上。針對特殊情況(於該監測地區震度大於 4 級(含)以上、颱風豪雨事件於當地 24 小時累積雨量超過 400mm)與非汛期時間的地表振動訊號之時序分析等相關研究成果。

(7) 震波式水砂監測方法與原理

由於計畫執行監測場址-車心崙透過長時間受到清水溪河岸沖刷侵蝕導致下邊坡在過去的歷史災害事件中有明顯的活動性。因此，本計畫為了探

討及評估車心崙下邊坡在本計畫監測期間受到河岸侵蝕的影響，採用交通大學防災與水環境研究中心趙韋安教授研究團隊長時間研究的震波式水砂監測技術，進行初步評估 107-108 計畫監測期間在汛期的河床質通量大小。

針對震波式監測技術本計畫將同時考慮地動訊號紀錄來源為底床載運移及紊流作用，如圖 4.1.3-11 所示：(1) 河床推移質跳躍式撞擊底床介質產生之作用力(Tsai et al., 2012)及(2) 紊流作用對於底床泥砂顆粒粒徑表面產生的瞬時拖曳力(drag force)及抬升力(lift force) (Gimbert et al., 2014)，上述作用力可透過介質材料可壓縮及形變將震波能量傳遞至地震站，即為測站記錄之地動訊號振幅。

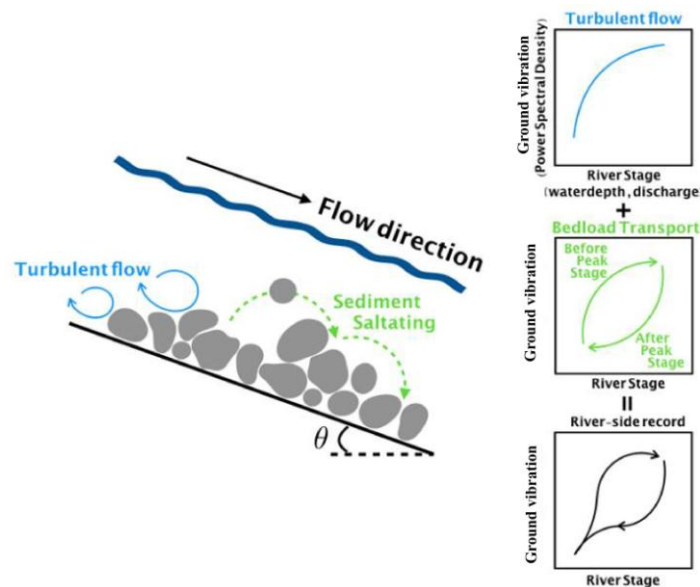


圖 4.1.3-11 (左)震波式土砂監測技術主要地表振動來源示意圖。(右)地表振動訊號與動態水文參數之關係用以辨識振動源為紊流或河床推移質作用。

Figure 4.1.3-11 (Left) Cartoons showing the seismic wave generated by sediment transport and turbulent flow. (Right) Example of the hysteresis trend between the river stage and seismic ground vibration

顆粒跳躍式撞擊物理模型假設沈積物顆粒物直徑 D 以撞擊速度 w_i 垂直方式撞擊底床，且此碰撞行為為彈性碰撞(針對 $D < 2\text{ m}$ 、 $w_i > 0.1\text{ m/s}$ 、接觸時間 $\Delta t \leq 0.001\text{ s}$)，產生之瞬時作用力 $F(t)$ 可表示如下：

$$F(t) = Id(t) \gg 2mw_i d(t) \tag{式 4.1.3-8}$$

其中 m 為顆粒物質量為顆粒密度(ρ_s)乘上顆粒體積(V_s)， I 為瞬時撞擊脈衝可表示為式 4.1.3-9：

$$I \approx \frac{2}{\rho} F_0 D t \approx 2 m w_i \quad (\text{式 4.1.3-9})$$

F(t)經由傅立葉轉換後 F(f)等於 2mw_i。假設 F(t)作用於空間 x₀ 位置，空間中某位置 x 測站位置記錄之地動位移表示為 u(t)，地動速度紀錄與瞬時作用力之關係於頻率域可以表示如下：

$$\dot{u}(f, x) = 2 \rho i f F(f, x_0) G(f, x; x_0) \quad (\text{式 4.1.3-10})$$

由於考慮顆粒為垂直撞擊底床且震波傳遞路徑上的介質為水平均勻分層，則雷立波(Rayleigh wave)之格林函數(G)可表示如下：

$$|G(f, x; x_0)| @ \frac{k}{8 r_s v_c v_u} \sqrt{\frac{2}{\rho k r}} e^{-\rho f r / (v_c Q)} \quad (\text{式 4.1.3-11})$$

其中 v_c 及 v_u 分別為雷立波相速度(phase velocity、w/k)與群速度(group velocity、dw/dk)。Q 為震波非彈性衰減參數，k 為波數(wavenumber、2π/λ=2πf/v_c)，r 為測站 x 於撞擊位置 x₀ 之間距離。考慮顆粒物撞擊底床行為，針對特定直徑顆粒 D，在此定義每單位河道長度上之顆粒物撞擊速率參數 (n/t_i) 且表示如下式：

$$\frac{n}{t_i} = \frac{C W q_{bD} \bar{w}_s}{V_s U_b H_b} \quad (\text{式 4.1.3-12})$$

其中 C 等於 2/3 係為碰撞時間修正常數、W 為河道寬度。深度平均之底床載速度(U_b; depth-average bedload velocity)之經驗表示式如下：

$$U_b = 1.56 \sqrt{R g D} \zeta \frac{t^*}{t_c^*} - 1 \div \theta^{0.56}, U_b \leq U \quad (\text{式 4.1.3-13})$$

其中須滿足水流流速 U 需大於等於 U_b，U=8.1u* (H/k_s)^{1/6}。H 為水深、k_s 底床介質粗糙度為 3 倍中位粒徑(3D₅₀)。在穩態及均勻流的情境下，底床剪力速度(u*)可表示如下：

$$u^* = \sqrt{g H \sin \theta} \quad (\text{式 4.1.3-14})$$

θ 為河道傾角、g 為重力加速度。R 為相對密度比值((ρ_s-ρ_f)/ρ_s)。底床剪應力(τ*, Shields stress)可表示為：

$$t^* = \frac{(u^*)^2}{R g D} \quad (\text{式 4.1.3-15})$$

式 4.1.3-12 中深度平均之底床載層高度(H_b ; depth-average bedload layer height)經驗式表示如下:

$$H_b = 1.44D \left(\frac{t^*}{t_c^*} - 1 \right)^{0.5}, H_b \leq H \quad (\text{式 4.1.3-16})$$

其中水深 H 需大於 H_b 。在 H_b 中的顆粒物平均的沈降速度可表示為:

$$\bar{w}_s = \frac{H_b}{\int_0^{H_b} w_i(z)^{-1} dz} = \frac{\hat{H}_b w_{st} \cos q}{2 \log_{\hat{e}} e^{\hat{H}_b/2} + \sqrt{e^{\hat{H}_b} - 1}} \quad (\text{式 4.1.3-17})$$

其中 w_{st} (終端沈降速度, terminal settling velocity):

$$w_{st} = \sqrt{4RgD / (3C_d)} \quad (\text{式 4.1.3-18})$$

C_d (drag coefficient) 主要受控於雷諾數(Reynolds number, Re)與顆粒物幾何當粒徑 D 介於 0.01-0.6 m、 C_d 係數介於 0.5-1.4。式 4.1.3-12 中泥砂顆粒粒徑 D 對應之單寬河床載通量(q_{bD})與總河床載通量(q_b , total bedload flux)的關係可表示如式 4.1.3-19:

$$q_b = \int_D q_{bD} dD \quad (\text{式 4.1.3-19})$$

上述 q_b 即為本計畫目標取得之關鍵參數。其中最大可運移之單寬河床載通量(q_{bc})定義如下:

$$q_{bc} = 5.7 \sqrt{RgD_{50}^3} (t^* - t_c^*)^{3/2} \quad (\text{式 4.1.3-20})$$

本計畫使用的粒徑分布函數為「raised cosine distribution」, 定義如下:

$$\hat{p}(x; m, s) = \frac{1}{2s} \left[1 + \cos \rho \frac{x - m}{s} \right], -s < x - m < s \quad (\text{式 4.1.3-21})$$

$$\hat{p}(x; m, s) = 0, \text{ otherwise}$$

其中 μ 為母體平均值、 s 與粒徑母體標準差(σ_g)有關, 關係表示如下:

$$s = \sigma_g / \sqrt{1/3 - 2/\rho^2} \quad (\text{式 4.1.3-22})$$

最終定義粒徑函數分佈「log-raised cosine distribution」 $p(D)$ 如式 4.1.3-23:

$$p(D) = \hat{p}(\log[D]; \log[D_{50}], s) / D \quad (\text{式 4.1.3-23})$$

$$q_{bD} = q_b p(D) \quad (\text{式 4.1.3-24})$$

在此定義特定粒徑 D 之地動速度紀錄之能量譜密度 $P_v(f;D)$ 為:

$$P_v(f;D) = \int_{River}^n \frac{1}{t_i} |\dot{u}(f)|^2 dx_0 \quad (式 4.1.3-25)$$

河床載運移之各粒徑 D 加總地動速度能量譜密度 $PSD^{bedload}$ 為:

$$PSD^{bedload} = \int_D P_v(f;D) dD \quad (式 4.1.3-26)$$

基於紊流作用造成地振動訊號之震波物理模型，模型假設河水流速擾動(flow velocity fluctuation)造成拖曳作用力(drag forces)作用於底岩河床的沈積物顆粒產生地表振動，震波訊號經由地球內部介質傳遞至地震站。因此，震波訊號大小與頻率特徵主要受控於流場擾動強度(turbulent flow intensity)與底岩沈積物粒徑之粗糙度(k_s , bed roughness, $3D_{50}$)，可以簡單表達於式 4.1.3-27:

$$PSD^{water}(f) \propto \Psi(H/k_s) \Phi_b(f) \zeta u_*^{7/3} \quad (式 4.1.3-27)$$

其中 Ψ_β 考慮震波傳遞路徑之幾何及非彈性衰減特性， Φ_b 為不同沈積物顆粒粒徑對於 PSD^{water} 的貢獻特性， ζ 為拖曳作用力擾動與平均流速擾動強度反應特定沈積物粒徑粗糙度的交互關係，上述交互相關性有與 u_* (bed shear velocity)有直接關係。本研究透過理論震波物理模型預測紊流(PSD^{water})及底床值($PSD^{bedload}$)能量功譜密度加總成果，進行網格搜尋最佳 q_b 值，使得理論功譜密度值與實測值(P_K , 式 4.1.3-3)達到最佳擬合成果。

(二) 監測資料成果

1. 地表量測

(1) RTK 與全測站施測

本計畫配即時動態定位系統(RTK)須至少進行 5 次現地量測(跨越汛期)，量測總長度至少 300 公尺，就地表變位情況進行觀測所關注之塊體，並搭配全測站測量，跨汛期前後各施作 1 次(共至少 2 次)，提升地表變位量測精度。另選取至少三處地動感震器位置，利用 GPS 至少進行 5 次單點紀錄，配合單頻 GPS 連續站資料，進行靜態基線計算，將可提升解算單點精度與 RTK 基地的絕對位置。

D007 梵梵場址於 108 年 4 月 18 日、5 月 31 日、7 月 25 日、8 月 5 日、8 月 27 日、10 月 18 日與 11 月 7 日進場測量，實施 RTK 量測，跨越汛期搭配全站儀量測。測線規劃如圖 4.2.1-1 所示，其水平量測結果如圖 4.2.1-2 所示，而 108 年 9 月米塔颱風於梵梵場址有超過 200mm 的日降雨量，藉由靜態基線測量與樁點觀測，20190827-20191018 高程差如圖 4.2.1-3 所示，呈現數公分的沉降。

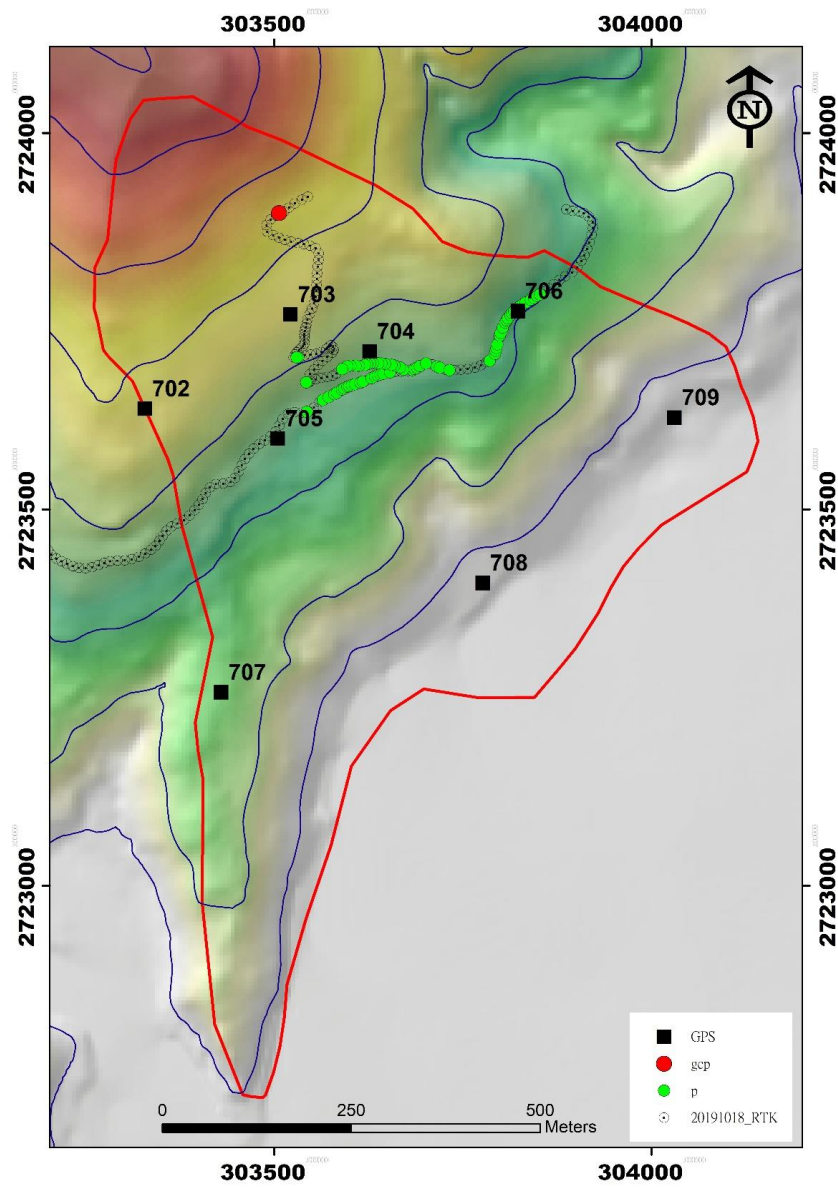


圖 4.2.1-1 梵梵場址單頻 GPS、RTK 與全測站量測測線配置圖

Figure 4.2.1-1 The measurement points of Fanfan site

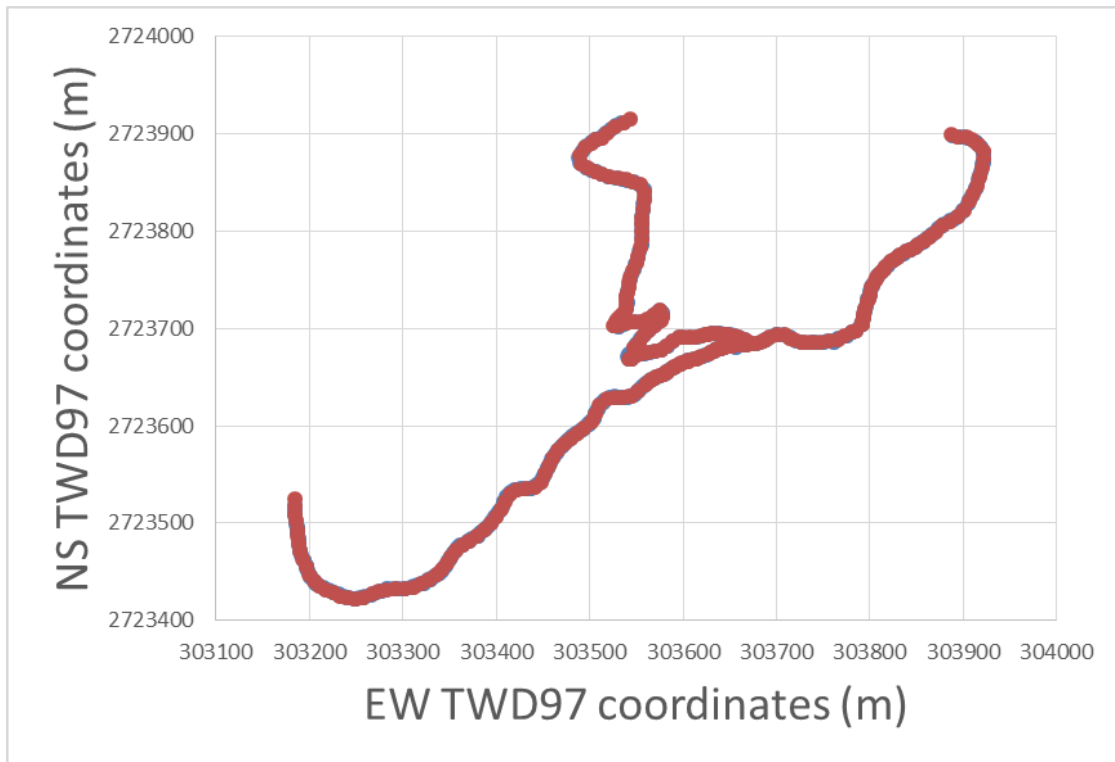


圖 4.2.1-2 梵梵場址量測點位之水平分佈圖

Figure 4.2.1-2 The distribution map of measurement points of Fanfan site

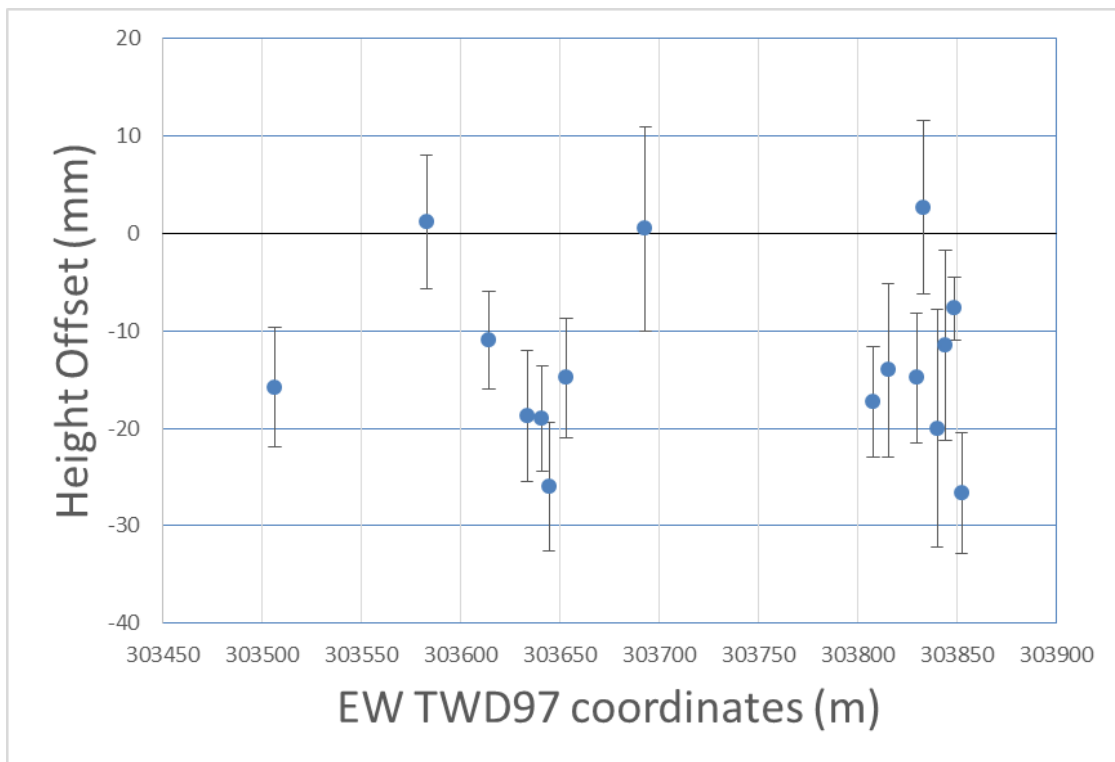


圖 4.2.1-3 梵梵場址 20190827-20191018 高程差分佈圖

Figure 4.2.1-3 The height offsets between 20190827 and 20191018 of Fanfan site

(2) 靜態基線測量

D007 梵梵場址於 108 年 4 月 18 日、5 月 31 日、7 月 25 日、8 月 5 日、8 月 27 日、10 月 18 日與 11 月 7 日進場測量，除實施 RTK 量測，也操作 GPS 移動式觀測與 RTK 靜態測量，結合地調所原有之單頻 GPS 資料，進行靜態基線解算，基線示意圖如圖 4.2.1-4，而因米塔颱風事件，將 20190827 與 20191018 解算後資料相減，成果如圖 4.2.1-5 與圖 4.2.1-6 所示，有明顯地向東南移動與沉降趨勢。GPS 可提供穩定且連續的時序分析，但只有單點位資料，配合 RTK 的觀測，可對空間上的變化，提供多一點解析，另外對於突發事件如米塔颱風，增加 GPS 移動式觀測點位、RTK 靜態測量，採用多基線計算，對於位置有更多的約束，並能提供前後期的比較與位移場資訊。

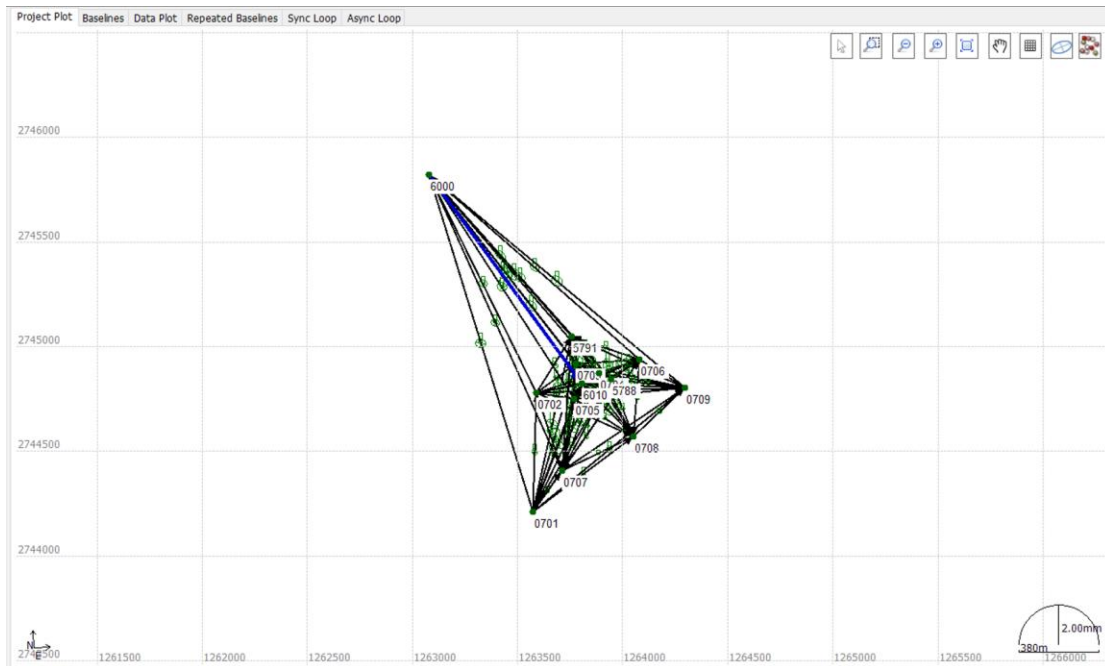


圖 4.2.1-4 梵梵場址靜態基線測量點位分佈圖

Figure 4.2.1-4 The distribution map of static baselines and sites of Fanfan site

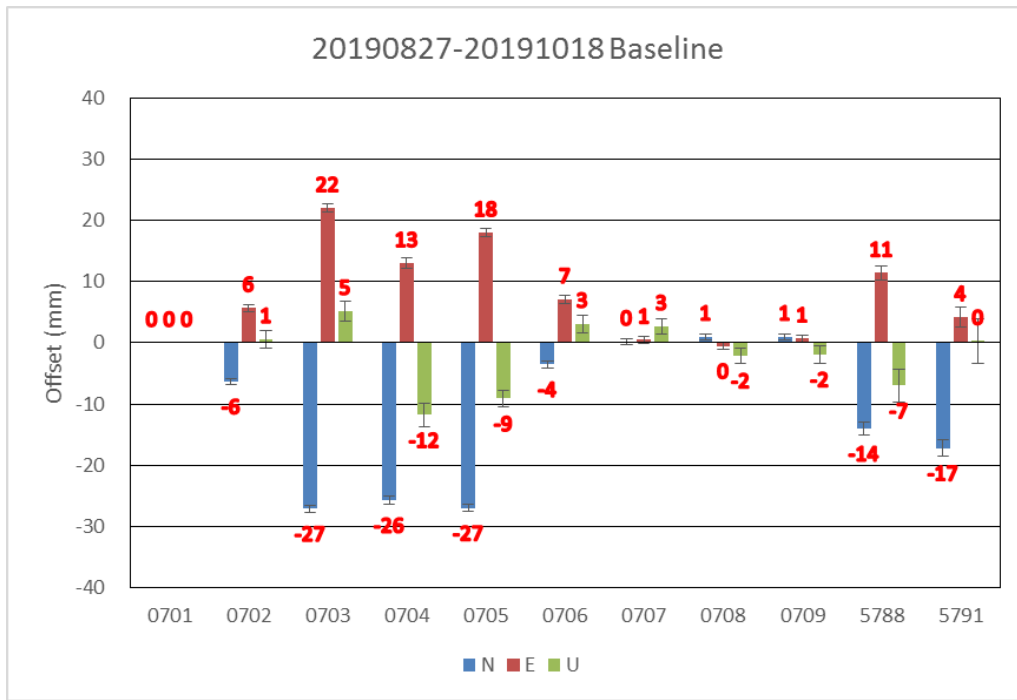


圖 4.2.1-5 梵梵場址 20190827-20191018 靜態基線測量解算偏移量圖

Figure 4.2.1-5 The offsets from baseline measurement between 20190827 and 20191018 of Fanfan site

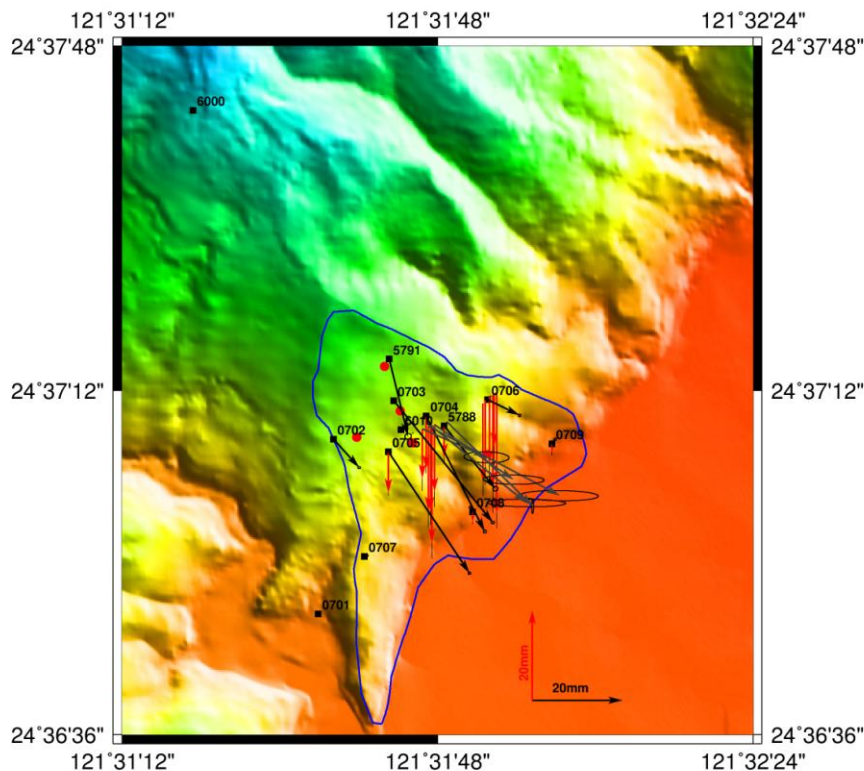


圖 4.2.1-6 梵梵場址 20190827-20191018 位移向量圖

Figure 4.2.1-6 The vector diagram between 20190827 and 20191018 of Fanfan site

2. 地下觀測系統建置

(1) TDR 坡地地體剪動監測

TDR 剪動監測纜安裝於 108-D007-2T 以及 108-D007-3T 兩處，分別於民國 108 年 8 月 6 日及 108 年 7 月 25 日立初始值，圖 4.2.2-1 為 108-D007-2T 孔位至 108 年 11 月 21 日之監測資料，圖 4.2.2-2 是 108-D007-3T 孔位至 108 年 11 月 21 日之監測資料。此兩處監測深度分別是 100m 及 73.5m，在各波形圖中波形末端極大正反射為纜線底端斷路所產生的終端反射，另進一步觀測並判讀各時每筆 TDR 波形是否有明顯差異變化。依至目前所收取最新的監測資料顯示，TDR 系統正常運作，108-D007-2T 於 108 年 10 月 3 日開始在深度 48.2m 處發生剪動，圖 4.2.2-1 之副圖 3 為剪動處之放大波形圖，其剪動變化歷線如圖 4.2.2-3，隨後 108 年 10 月 6 日深度 50.2m 處也出現剪動波形，且其變化趨勢與 48.2m 處一致，經過與該孔位之鑽探岩芯比對，判定此處為一剪裂帶造成，上層崩積層岩塊塊體滑動後驅動該層剪裂帶。使用前述式 4.1.2-2 計算之剪動量估計值變化趨勢如圖 4.2.2-4。但前述式 4.1.2-2 回歸分析所使用之物理模型參數（土壤種類、孔內灌漿材料等）與本場址之有效靈敏度不完全相同，計算得出的結果僅供參考。建議盡快於現地裝設 SAA 並通過監測結果對位移量進行標定。108-D007-3T 仍屬正常且無明顯坡體滑動跡象。

108-D007-2T 自觀測到地層剪動經歷兩場降雨事件，分別為 108 年 9 月 29 日的米塔颱風和 108 年 10 月 31 日的東北風帶來豪大雨事件，錄得最大時雨量分別為 54mm 和 64.5mm。TDR 坡地地體監測系統皆在此二次降雨事件後數日內出現測得剪動訊號增加，比對降雨資料與鄰近二處之水位計（如圖 4.2.2-6）後，發現當上邊坡的地下水位面於降雨後上升到相對高水位後，開始下降時會在 TDR 坡地監測系統測得剪動訊號。由此推斷可能為孔隙水壓變化導致土壤結構與應力分佈重組，進而在剪裂帶形成有利於邊坡滑動的情況。第一次降雨事件（米塔颱風）造成的剪動訊號持續增加約一星期後，剪動量趨向平穩後無持續增加，直到第二次降雨事件再次驅動邊坡剪動，截至目前 TDR 資料顯示剪動量已開始有變緩的趨勢，後續將持續觀測。

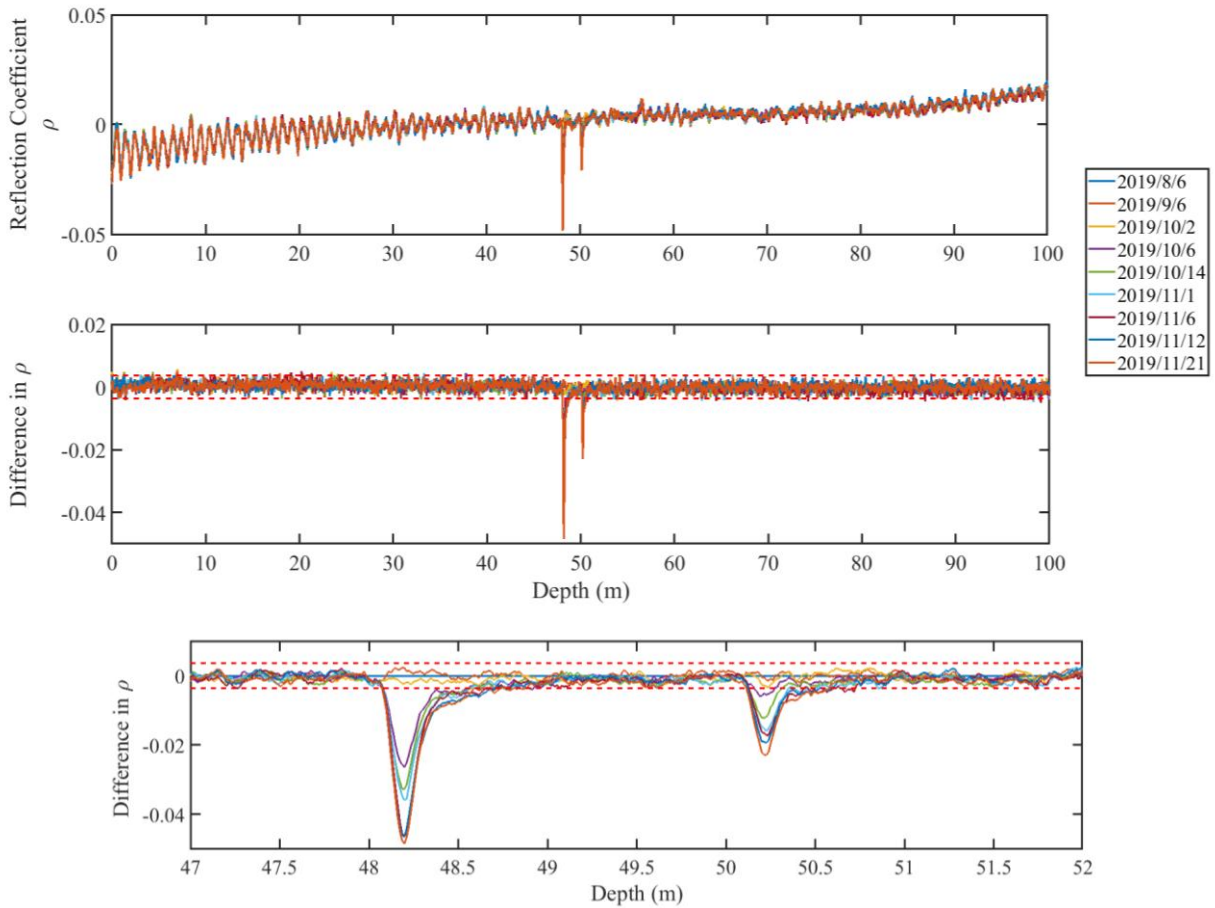


圖 4.2.2-1 108-D007-2T TDR 監測波形 (截至 108/11/21)

Figure 4.2.2-1 TDR deformation reflection signals of 108-D007-2T (updated until 2019/11/21)

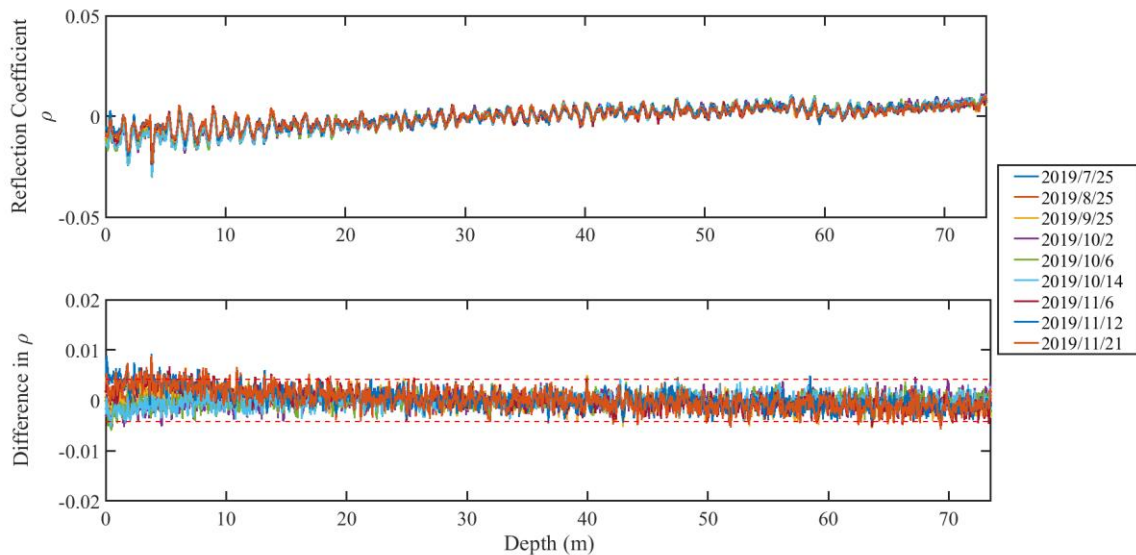


圖 4.2.2-2 108-D007-3T TDR 監測波形 (截至 108/11/21)

Figure 4.2.2-2 TDR deformation reflection signals of 108-D007-3T (updated until 2019/11/21)

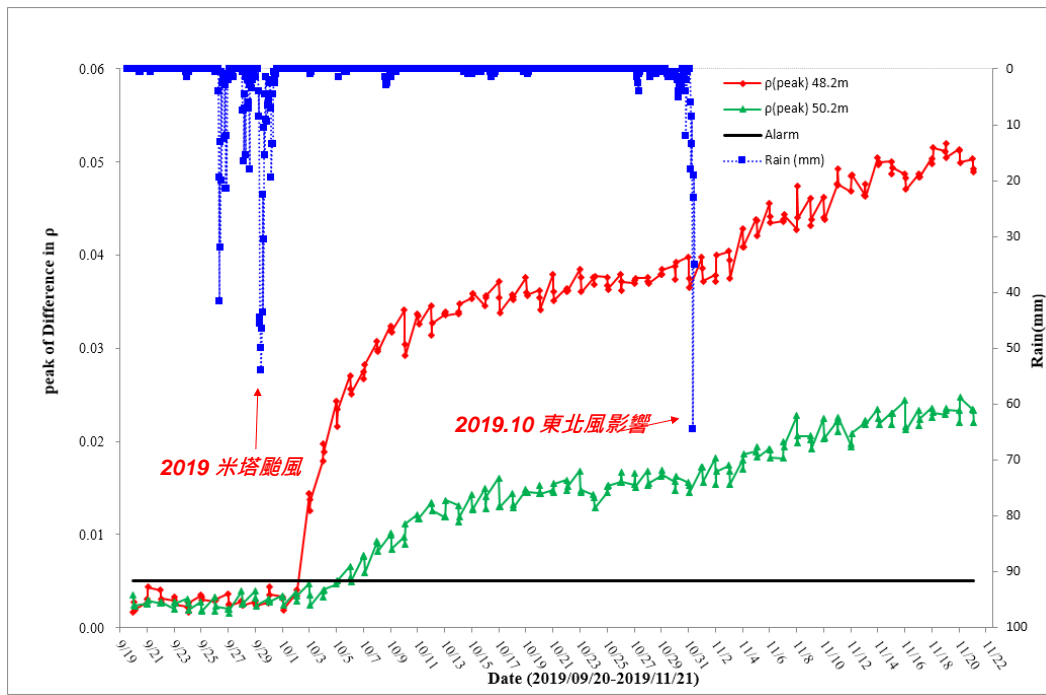


圖 4.2.2-3 108-D007-2T 反射係數尖峰值變化歷線 (截至 108/11/21)

Figure 4.2.2-3 Historical record of peak reflection signals of TDR deformation of 108-D007-2T (updated until 2019/11/21)

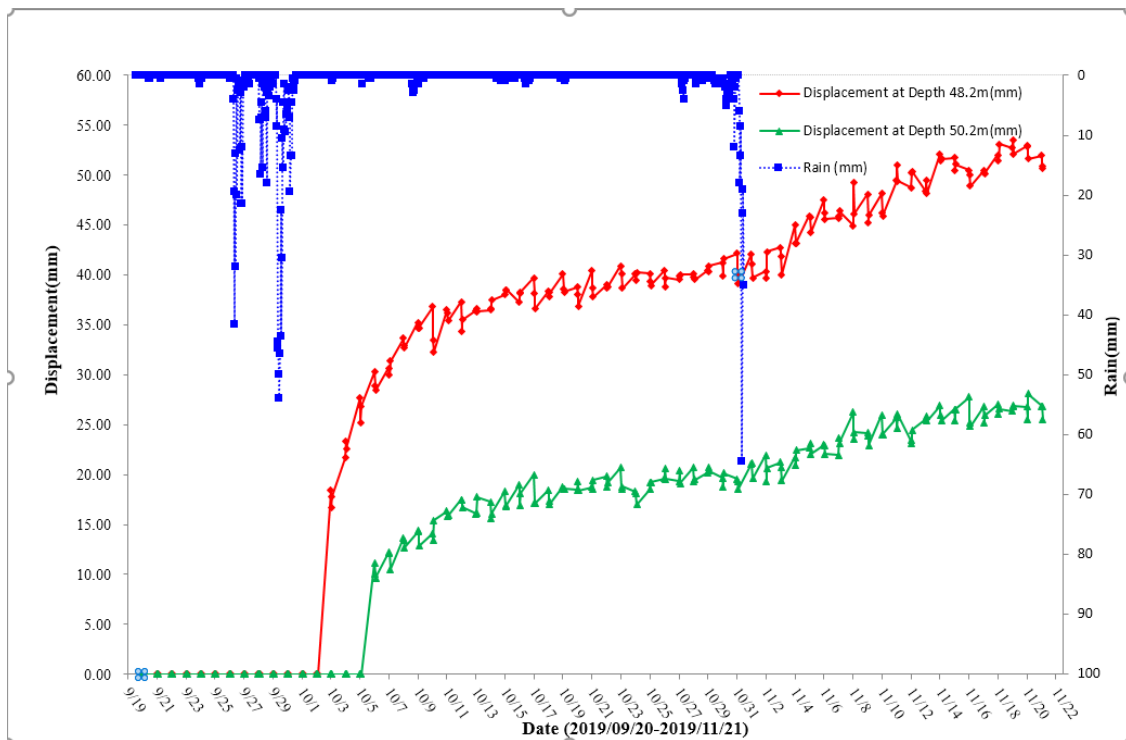


圖 4.2.2-4 108-D007-2T 剪動量 (估計值) 變化歷線 (截至 108/11/21)

Figure 4.2.2-4 Historical record of estimated deformation amount using TDR signals of 108-D007-2T (updated until 2019/11/21)

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測於梵梵規劃裝設於 108-D007-3T TDR 剪動監測纜線附近，且其監測資料將回傳至自動化監測主機，再傳送至雲端伺服器。在考量其含水量量測準確度以及經濟效益後，安裝 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 並依不同深度同時監測。含水量感測器已於 108 年 6 月 28 日安裝完成，在系統測試後於 107 年 7 月 24 日開始監測。本場址含水量監測工作在距離 108-D007-3T 約 10 公尺處裝設 4 只感測器，深度分別為 0.5 公尺、1.0 公尺、1.5 公尺及 2.0 公尺。本次淺層含水量監測報告更新至 108 年 11 月 21 日，監測數據如圖 4.2.2-5 曲線圖所示。由兩次較顯著之降雨事件可發現，越淺層之含水量會提前反應出降雨入滲影響，淺層含水量上升與下降之時間都較早，且變化幅度較大。淺層含水量也對降雨入滲之反應也較為敏感，如 108 年 10 月 10 日的少量降雨對 0.5m 處之含水量有較顯著的提升，入滲速度隨著深度而變得緩慢，相對深層的含水量則相對變化平緩且於數日後才有反應。

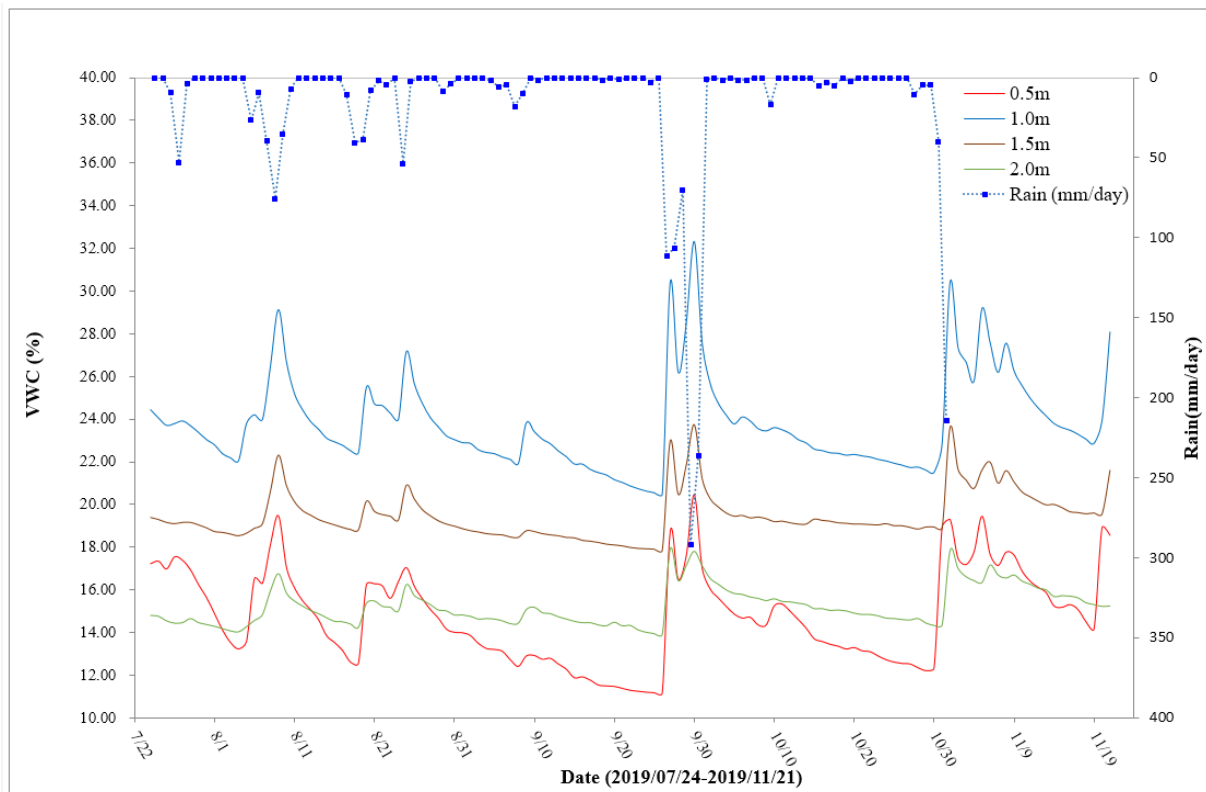


圖 4.2.2-5 108-D007-3T 土壤體積含水量變化歷線 (截至 108/11/21)

Figure 4.2.2-5 Historical record of soil volumetric water content of 108-D007-3T (updated until 2019/11/21)

(3) 水位觀測

本計畫經現地鑽探過程及井測調查成果研判，為確保水位計能涵蓋到常時與非常時地下水位，故將水壓計分別埋設在 108-D007-1W 之 70m 處，和 108-D007-4W 之 61m 處。本計畫採用 Heron dipper logger NANO 自計式水壓計來紀錄地下水位面，皆安裝於 108-D007-1W 以及 108-D007-4W 之前述深度處。監測頻率為一小時一次，並依視實際分析需求進行調整。水壓計分別於 108 年 7 月 10 日及 108 年 8 月 2 日安裝完成並每日每時計讀，而最新水位資料更新至 108 年 11 月 4 日，其水位逐時監測曲線如圖 4.2.2-6 及圖 4.2.2-7 綠色曲線所示，而藍色曲線則為雨量數據。

比對較顯著之降雨事件（驅動邊坡變位之米塔颱風事件以及東北風造成之降雨事件），發現上邊坡（108-D007-1W）之水位面於降雨事件之峰值發生後約四日後才爬升到區間最高值。至於位於下邊坡之 108-D007-4W，其在降雨事件之最大降雨時間點後兩日內達到區間最高值。此地下水位面抬升速度差異主因為入滲速度和常時地下水位面之差異，108-D007-1W 和 108-D007-4W 之常時地下水位面分別位於 60m-63m 和 39-40m 處。地下水位受降雨之反應速度也會因地層狀況而對於入滲速度有所差異。岩心圖顯示 108-D007-1W 之地下水位面以上之地層絕大部分為崩積層、崩積岩塊與板岩夾變質砂岩，其中有數段連續剪裂帶且最長連續剪裂帶為 12m 長（地表下 25-37m 處），因此其入滲速度相對快。至於 108-D007-4W 之地下水位面以上之地層有一半崩積岩塊而另一半為板岩，且剪裂帶相對少，其入滲速度相對 108-D007-1W 處慢，因此可發現其常時地下水位面較高，該處地下水位面只比 108-D007-1W 提早一到兩日反應出同一場降雨事件帶來之入滲。

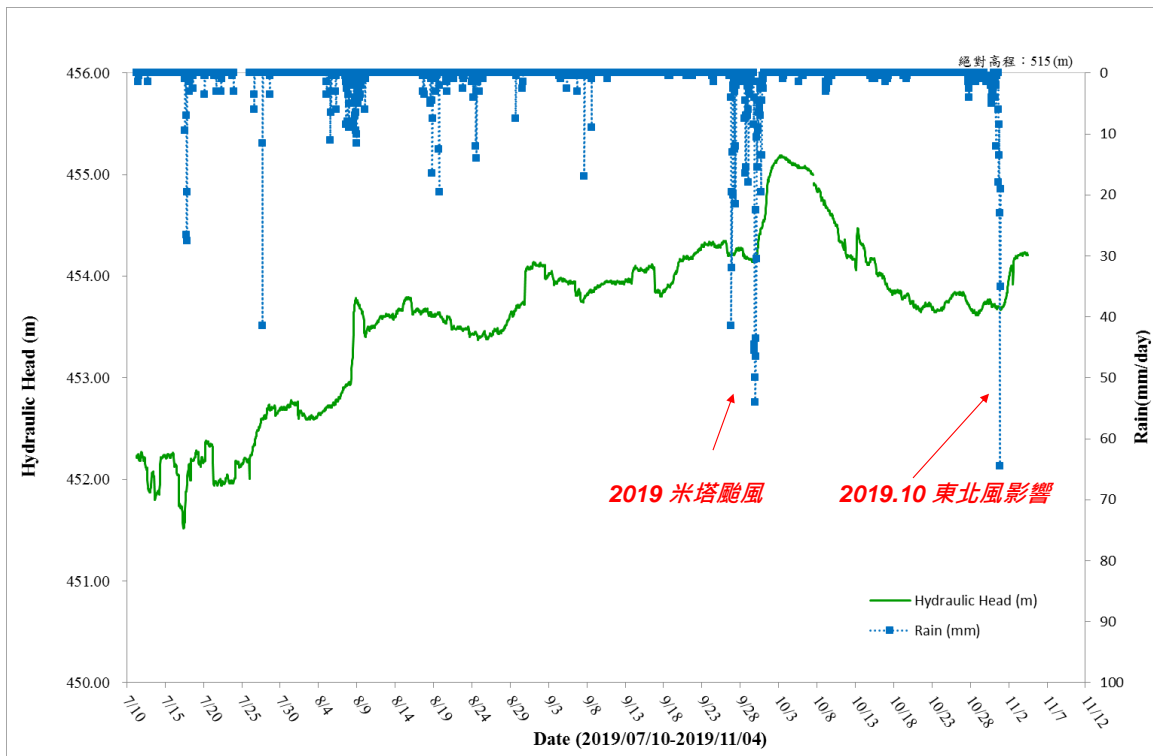


圖 4.2.2-6 108-D007-1W 水位面高程變化逐時曲線圖 (截至 108/11/04)

Figure 4.2.2-6 Historical hourly record of groundwater table elevation of 108-D007-1W (updated until 2019/11/04)

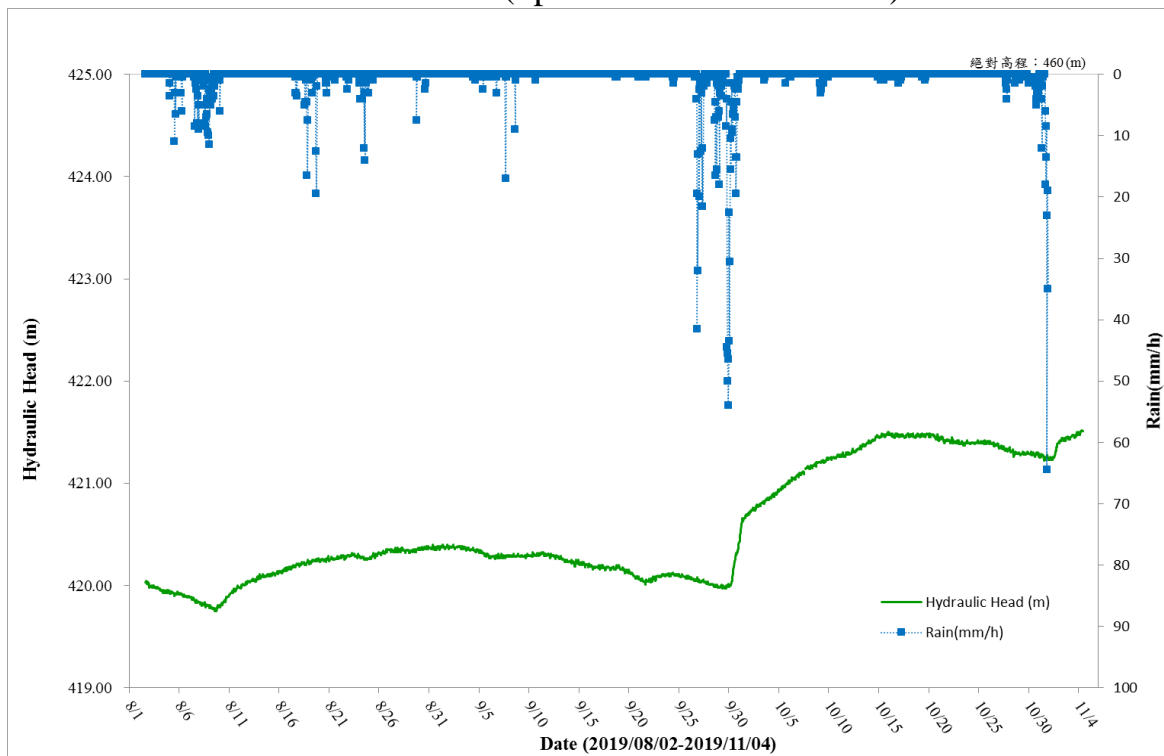


圖 4.2.2-7 108-D007-4W 水位面高程變化逐時曲線圖(截至 108/11/04)

Figure 4.2.2-7 Historical hourly record of groundwater table elevation of 108-D007-4W (updated until 2019/11/04)

3. 地動觀測系統

108 年度計畫執行 D007 梵梵場址之地動觀測成果可以分為下列五部分：(1) 場址周遭噪訊時頻分析、(2) 場址地震地動訊號之特徵、(3) 周遭噪訊法之自相關函數分析、(4) 表面波頻率對應之深度敏感度分析、(5) 相對震波速度變化量測。由於監測期間內場址的 TDR 監測儀器顯示 108-D007-2T 孔位在 10 月初時有剪動的行為發生，因此本年度新增工作項目：(6) 剪動深度的評估。依照以上成果，論述震波式坡地監測技術對於 D007 梵梵崩塌坡地之活動性評估。

106-108 計畫執行年度期間，106-D160 茶山場址安裝四部短週期地震 (Short-period, SP; 詳細資訊描述於方法論述章節) 於坡地場址區域外，並透過周遭噪訊法計算各測站對每日交互相關函數(NCFs)，量測各測站對之震波相對速度變化(dv/v)。安裝於崩塌區域外主要係為了避免各測站對之間有相對位移量，此相對位移量將會影響 dv/v 的量測。因此，各測站需安裝在相對穩定的地點，同時也可以避免崩塌事件發生同時，儀器遭受損壞。然而，大規模崩塌區域由於地形起伏變化相對大，各測站對之間的地形效應將導致震波能量傳遞過程中衰減較快，造成每日測站對 NCF 訊號的相關性 (coherence) 降低，進而影響 dv/v 量測分析。為了解決上述問題，於 107-D008 車心崙場址外圍安裝高敏感度寬頻地震儀 (Broadband, BB, CMG6TD; 詳細資訊描述於方法論述章節)，BB 相較於 SP 儀器有相對敏感的地動訊號記錄能力，將有助於改善各測站對 NCF 訊號品質，提升每日 NCF 訊號之相關性。本年度計畫執行 108-D007 梵梵場址已於期中階段完成 6 部地震儀安裝。目前於 108 年 6 月 27 日各測站已建置完成，測站對應之儀器設備配置如圖 4.2.3-1 所示。梵梵場址編號 108-D007 區域共計 6 個測站點位依序編號為 V01-V06，其中測站編號 V01-V05 安裝於調查區域內，儀器設備為地聲計 (Geophone, G; 詳細資訊描述於方法論述章節)；V06 位置落於場址外，儀器設備為寬頻地震儀 (Broadband, BB, Trillium Compact; 詳細資訊描述於方法論述章節) 與地聲計共站安裝。並於此參考站安裝雨量計，提供崩塌區域外之降雨特性分析。在本計畫後續分析階段稱 V06 為參考測站。

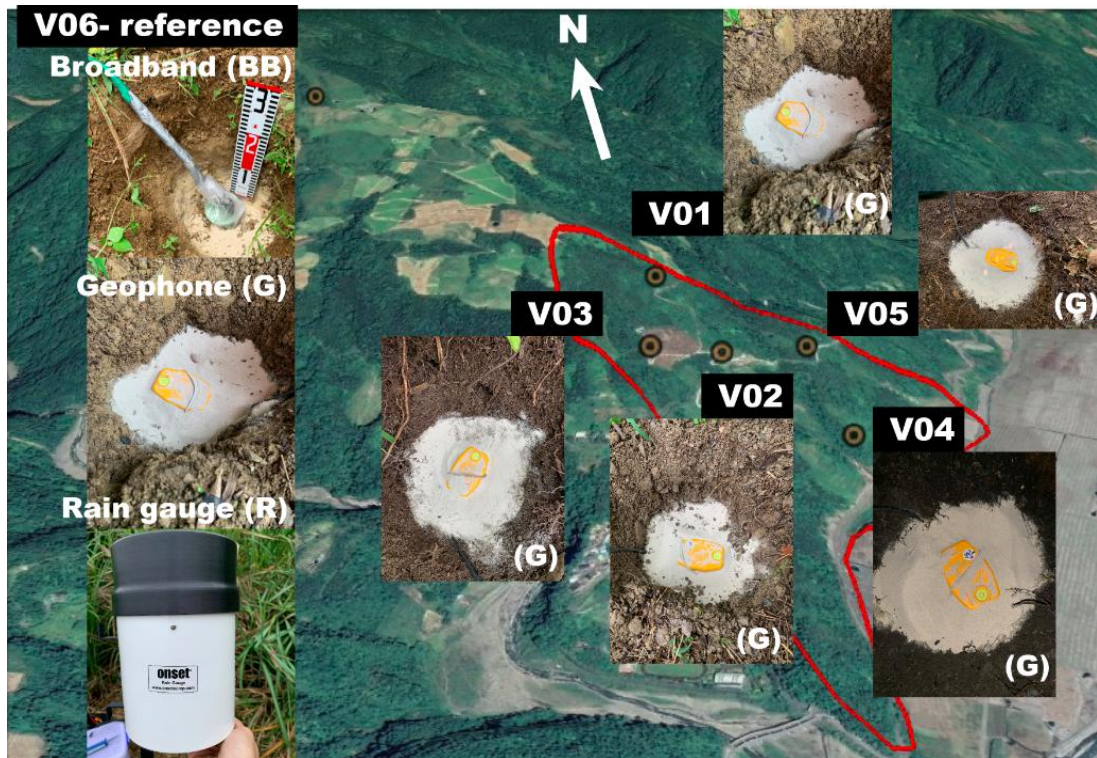


圖 4.2.3-1 各測站地震儀配置與點位分佈圖

Figure 4.2.3-1 Distribution of seismometers

本年度計畫執行工作項目將著重於震波式監測技術於坡地場址內部的應用，因此安裝 5 部地聲計(G)儀器，預計透過各測站每日自我相關函數分析(NAF)，運用拉張法量測 dv/v 速度變化，配合表面波敏感度分析，探討 1) 坡地場址活動性與 dv/v 之間的關係、2) 頻率相依 dv/v 變化特性與剪動帶深度之關係、3) dv/v 與地下水位紀錄之關係。根據上述預計探討的研究課題，本計畫測站安裝規劃為 V01 與 V03 地震儀與水位計共站址。由於崩塌區域內部若位移活動性相對大，原測站安裝位置將會改變，亦會導致 dv/v 量測上之不確定性(詳細測站安裝位置的改變對於震波速度量測的影響將於車心崙場址進行詳細論述)。因此本計畫於坡地場址外安裝 V06 為參考測站。詳細測站安裝程序分別顯示於圖 4.2.3-2 與圖 4.2.3-3。



圖 4.2.3-2 測站 V01-V03 地聲計、DATA-CUBE3 訊號記錄器配置圖
 Figure 4.2.3-2 The photos show the installation of geophone (G) and data logger



圖 4.2.3-3 測站 V04-V06 地聲計、寬頻地震儀、雨量計、DATA-CUBE3 訊號記錄器配置圖

Figure 4.2.3-3 The photos show the installation of geophone (G), rain gauge, broadband (BB) sensor and data logger

(1) 場址周遭噪訊時頻分析

關於梵梵場址的周遭噪訊分析本計畫採用於場址外部的寬頻地震站 V06 為主(參考站)，該儀器可記錄頻段較寬，最長訊號週期可以達 120 秒，最高可使用的頻率為 100 Hz。該參考站於 108 年 4 月期間已完成初步測站安裝，因此團隊先擷取 4 月 18 日至 5 月 18 日長達一個月的時間區段，進行時頻分析。詳細時頻分析成果如圖 4.2.3-4 所示。噪訊主要集中於 1 Hz 頻率以下，該段低頻訊號成因為海浪與海床的交互作用所造成。該測站相對遠離道路及人為農作活動區域，因此，從時頻圖並無明顯的 PSD 功譜密度值的日變化趨勢。然而，車心崙場址的時頻分析成果之中，可以明確的觀察到日變化趨勢(圖 5.2.3-1 的帶狀分佈)。

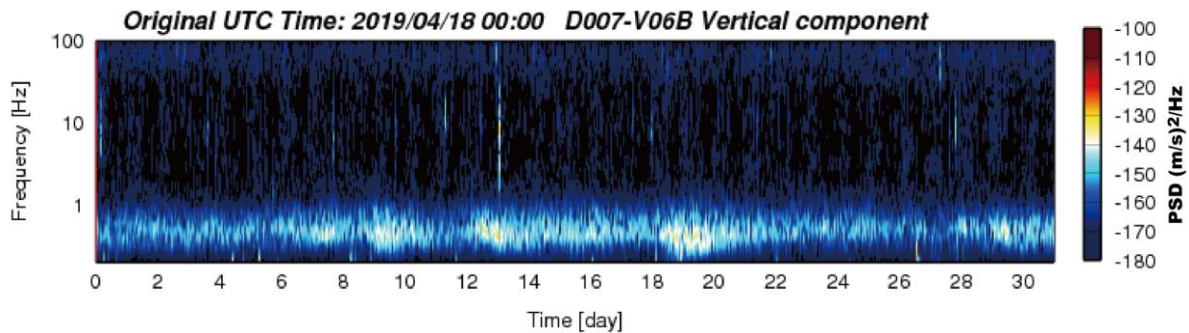


圖 4.2.3-4 參考站 V06 之時頻圖

Figure 4.2.3-4 Spectrogram of reference station of V06

(2) 場址地震地動訊號之特徵

108-D007 梵梵場址(Fanfan)由 108 年 4 月至 10 月期間，共計 118 起有感地震事件，最大地震震度為 4。最大地動加速度值(peak ground acceleration, PGA)為 27 gal (cm/s^2)。在此直接顯示 107-D008 車心崙場址(Chexinlun)分析成果以利於交互比較。車心崙由 107 年 8 月至 108 年 9 月期間，共計 114 起有感地震事件，且最大地震震度為 3、PGA 為 17 gal。圖 4.2.3-5 彙整兩個場址的震度及 PGA 統計分析成果。成果明顯顯示位於東北部梵梵場址相對於西南部車心崙場址受到地震力影響較大。

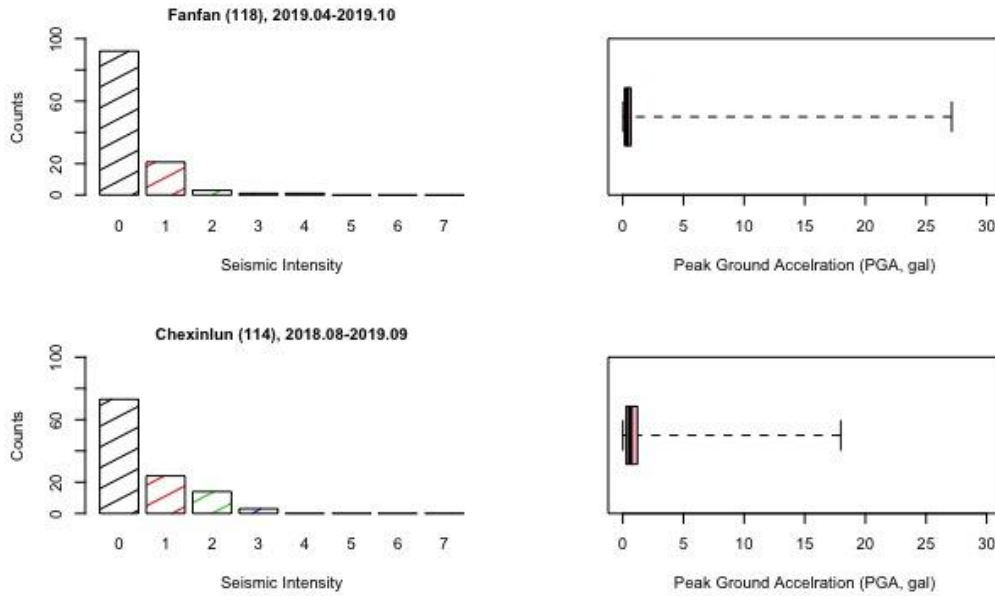


圖 4.2.3-5 場址車心崙與梵梵的最大地動加速度值分布

Figure 4.2.3-5 Histogram and boxplot of PGA data at the Chexinlun and the Fanfan sites

(3) 周遭噪訊法之自相關函數分析

108-D007 梵梵場址將測站安裝於場址內部，因此只採用自相關函數分析技術。由於，NAF 為測站自己本身進行自相關函數分析，所以相較於測站對之 NCF 具有寬頻帶的訊號相干性。圖 4.2.3-6 顯示測站 V02 的每日自相關函數(Daily NAFs)，分別頻帶為 4-6 Hz、6-8 Hz、6-10 Hz 及 8-12 Hz。各頻率段之 NAFs 當時間增加時皆有相關性減少的趨勢，且當頻段越高，每日 NAFs 的相關性消失的越顯著。此一現象符合高頻訊號隨著波傳路徑越長能量衰減越快之物理現象。因此，為了讓各頻段皆有一定可信程度的震波速度變化量測成果，我們將只採用俱有一定程度的每日相干性之時間窗口，如圖 4.2.3-6 黑色框框所示。

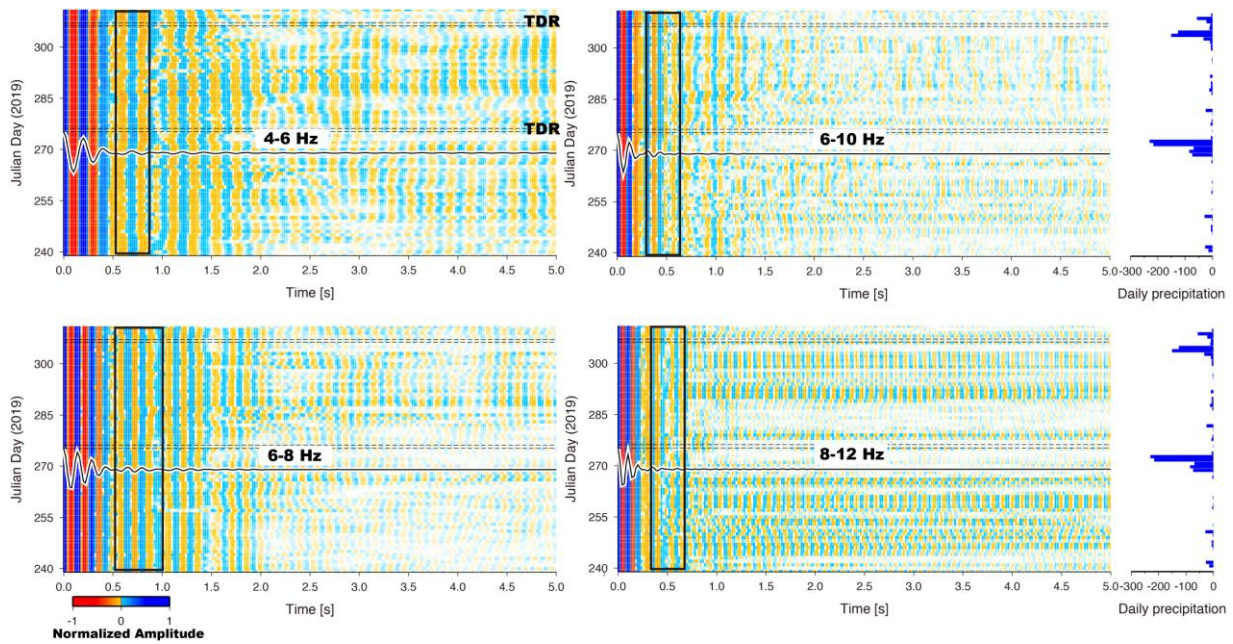


圖 4.2.3-6 108-D007 梵梵場址測站 V02 之 NAFs 與雨量資料。水平虛線為 TDR 發生剪動的時間區段。黑色實線為參考 NAF 函數

Figure 4.2.3-6 Display of daily rainfall and NAFs. Horizontal dashed lines show the occurrence time of TDR movement. Black traces indicated filtered RNAF

(4) 表面波頻率對應之深度敏感度分析

上述分析顯示每日 NAFs 函數在不同頻率範圍皆有不同程度之相干性反應。自相關函數中尾波時間訊號窗口其震波傳遞形式可近似於表面波。因此，尾波亦有頻散現象特徵，不同頻率的震波傳遞路徑會反應不同深度的材料特性。這種頻率與深度的相依性將有助於本研究探討造成相對震波速度變化(dv/v)的成因。圖 4.1.3-7 已彙整主要的 dv/v 量測可能反應地下水位面的變化、地震力及剪動行為導致的材料弱化現象。計畫執行期間鑽孔 108-D007-2T 有明確的剪動行為，發生位於地下深度 48-50 m，且鑽孔 108-D007-1W 與 108-D007-4W 於雨季亦記錄到地下水位面有 2 m 的變化。本計畫架設之地震站 V01 與 V03 皆與地下水位井共址安裝；地震站 V02 安裝位置落在鑽孔 108-D007-2T 與 108-D008-3T 之間。因此，本計畫優先分析地震站位置之表面波頻率與深度的對應關係，以利於後續討論 dv/v 變化與地下水位面及剪動行為之相關性。

進行表面波深度敏感性分析時，需要提供該測站點位之剪力波波速 (v_s)。在此小節分析將採用鄰近地震站的主被動之表面波震測法提供的 v_s 波速，來進行後續的相關分析。以 V02 地震站為例，鄰近位置的表面波震測法提供之速度模型最大深度約在 45m 位置，因此大於 45m 的位置將以線性外插的方式推估其速度值。分析成果顯示發生剪動行為的深度將可以對應至頻率 4 Hz，亦顯示頻率 20 Hz 主要的反應深度為 5 m (圖 4.2.3-7)。

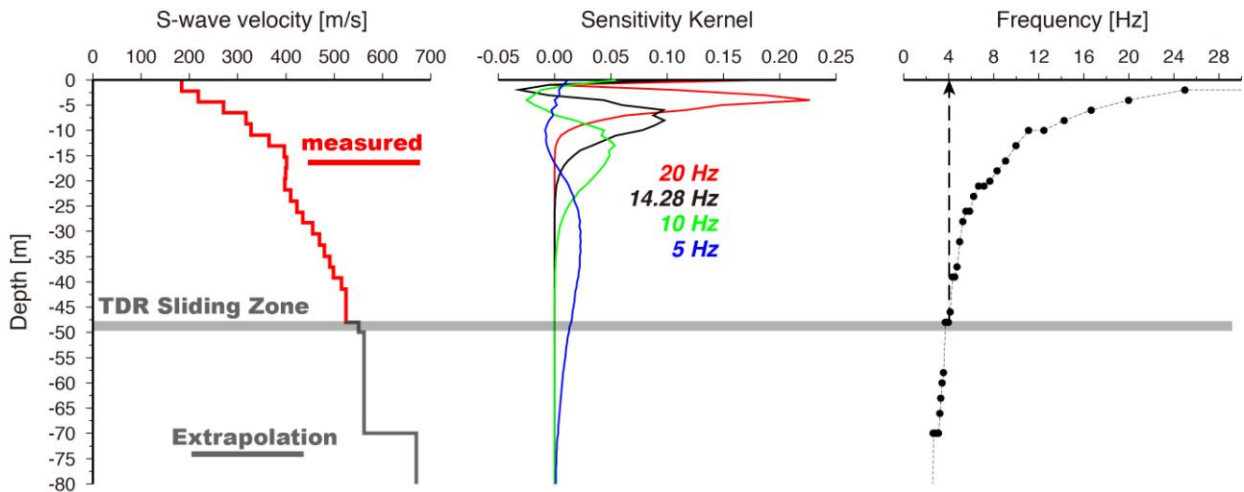


圖 4.2.3-7 108-D007 梵梵場址測站 V02 之表面波頻率之深度敏感度分析結果

Figure 4.2.3-7 Analysis of sensitivity kernels of Rayleigh wave phase velocity at specific frequency are computed with layer model of shear wave velocity (Station V02)

針對與地下水位井共址安裝的地震站 V01 及 V03，我們將集中探討於雨季期間之地下水位面變化所對應的頻率範圍為何。從各別的頻率-深度敏感度分析成果中(圖 4.2.3-8 及圖 4.2.3-9)，地震站 V01 及 V03 分別反應地下水位面變化的頻率範圍為 2-4 Hz 與 4-8 Hz。

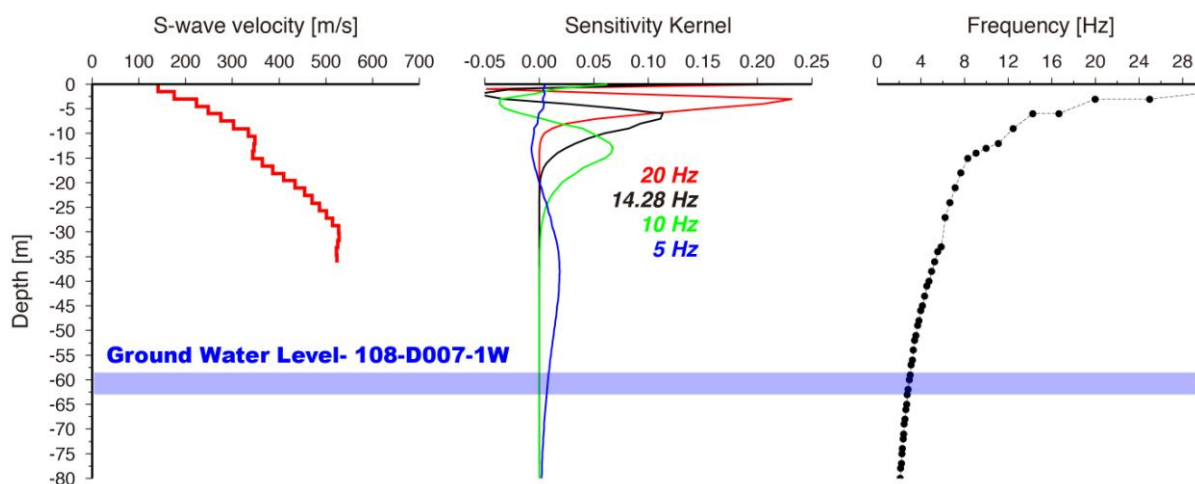


圖 4.2.3-8 108-D007 梵梵場址測站 V01 之表面波頻率之深度敏感度分析結果

Figure 4.2.3-8 Analysis of sensitivity kernels of Rayleigh wave phase velocity at specific frequency are computed with layer model of shear wave velocity (Station V01)

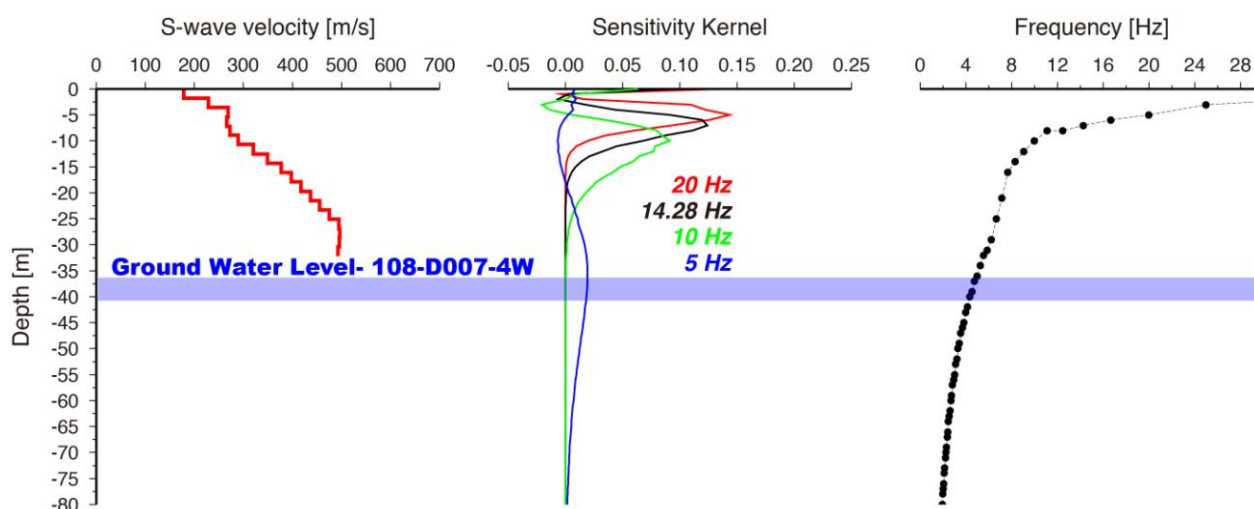


圖 4.2.3-9 108-D007 梵梵場址測站 V03 之表面波頻率之深度敏感度分析結果

Figure 4.2.3-9 Analysis of sensitivity kernels of Rayleigh wave phase velocity at specific frequency are computed with layer model of shear wave velocity (Station V03)

(5) 相對震波速度變化量測

本小節將分別量測多種頻率範圍(2-4 Hz、4-6 Hz、6-8 Hz、6-10 Hz、8-12 Hz、10-14 Hz)之相對震波速度變化(dv/v)，並配合上節討論之頻率與反應深度成果，進行造成 dv/v 變化之成果討論。後續成果將只呈現俱有良好相干

性的測量成果，實際上並非所有的頻率範圍都適合進行 dv/v 量測，其主要受控於現地測站位置的周遭噪訊頻率成分。

V02 測站之不同頻率範圍的 dv/v 量測成果顯示於圖 4.2.3-10，頻率範圍為 4-6 Hz、6-8 Hz 及 8-12 Hz 分別反應的深度範圍為 23-48 m、19-23 m 及 13-18 m。該地震站位置並未設有地下水位計，因此並無法直接討論 dv/v 與地下水位面變化之間的關係。但是，從 4-6 Hz 頻段範圍的 dv/v 數值與本計畫團隊架設雨量計的資料進行系統性比較後可以發現，於乾季時， dv/v 值有明顯增加趨勢(暖色系)；反之在雨季時期， dv/v 值有明顯隨著降雨增加，而 dv/v 降低。上述觀測現象可以推估此地震站位置之下方地下水位面應介於 23-48 m 之間(圖 4.2.3-7 中 4-6 Hz 對應之深度)。針對 8-12 Hz 頻率範圍理論上反應相對淺層深度(13-17 m)的變化，但其 dv/v 並無任何反應。值得注意的 dv/v 變化係在 6-8 Hz 的頻帶，其 dv/v 值並非在雨季時期有顯著的下降趨勢。主要的 dv/v 變化發生在 TDR 監測到變位的期間(圖 4.2.3-10 垂直虛線)前後。本計畫亦發現 dv/v 於剪動發生前呈現增加趨勢，且於剪動發生後與發生期間呈現下降趨勢(圖 4.2.3-10 黑色框)。若此 dv/v 變化觀測確實與剪動行為有關，本研究亦可以推測 10 月及 11 月的剪動行為應有所差異。原因係為 10 月 dv/v 變化屬於漸變式，然而 11 月 dv/v 變化顯示快速下降與回升。根據 6-8 Hz 頻率範圍，本研究推測該測站下方發生剪動的深度應介於 19-23 m。更加精確的深度，需要進一步分析來評估。詳細分析成果描述於下一小節(6)剪動深度的評估。

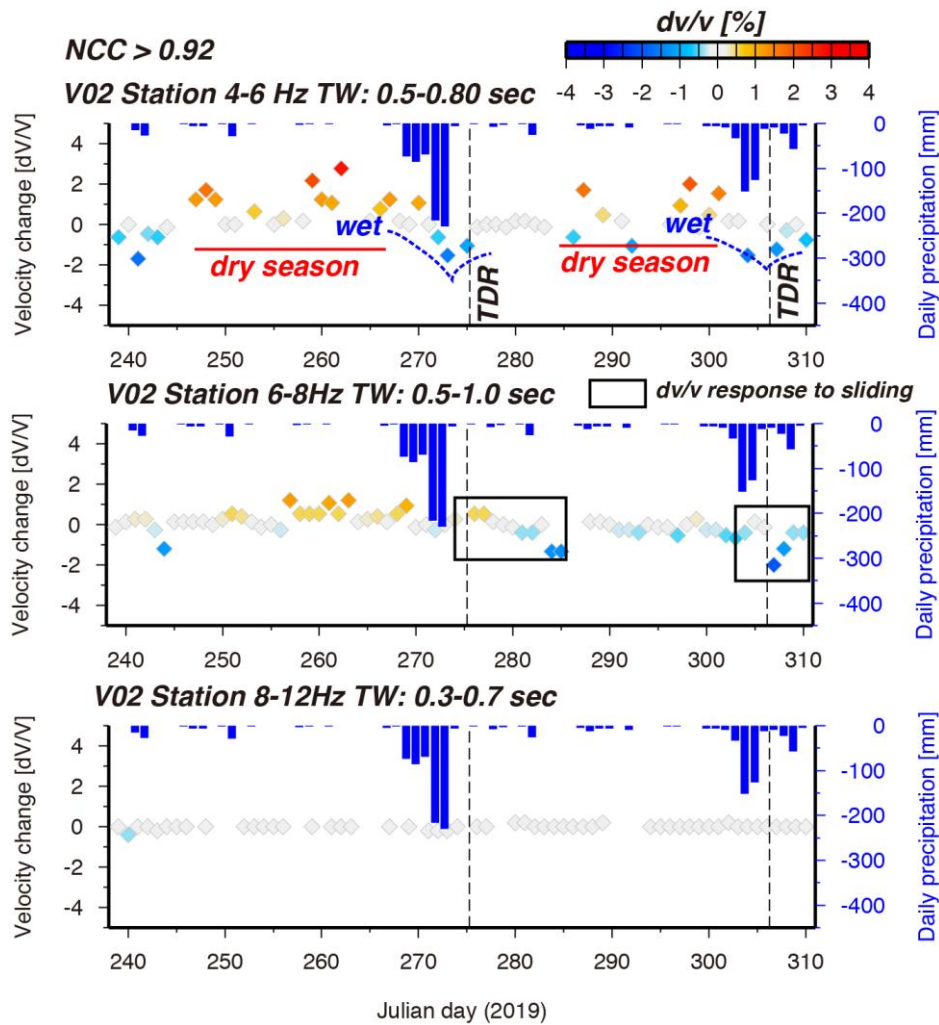


圖 4.2.3-10 108-D007 梵梵場址測站 V02 相對震波速度(dv/v)成果

Figure 4.2.3-10 dv/v measurement of Station V02 at D007 Fanfan site

108-D007-V01 測站 dv/v 結果顯示 3-5 Hz 及 4-6 Hz 範圍與 108-D007-1W 地下水位井紀錄具有高度相關性。監測期間觀測地下水位抬升 1 m，分別可以在 3-5 Hz 及 4-6 Hz 觀察到 -0.32% 及 -0.93% 速度變化，低頻範圍有相對小的 dv/v 數值反應，推測該頻帶可能對應的深度範圍低於原先地下水位面。透過頻率與深度敏感度分析，3-5 Hz 對應之深度範圍為地下 38-62 m (圖 4.2.3-11)。108-D007-V03 地震站與 108-D007-4W 共址安裝，該地下水位井顯示地下水位面約介於地下 37-40 m 的位置。圖 4.2.3-12 顯示頻率範圍 3-5 Hz 的 dv/v 結果亦與地下水位資料(108-D007-4W)俱有高度相關。然而，3-5 Hz 反應的深度範圍介於 36 至 55 m，正好包含觀測地下水位面變化範圍。監測期間地下水位抬升 0.7 m 造成 0.64% 的震波速度降。

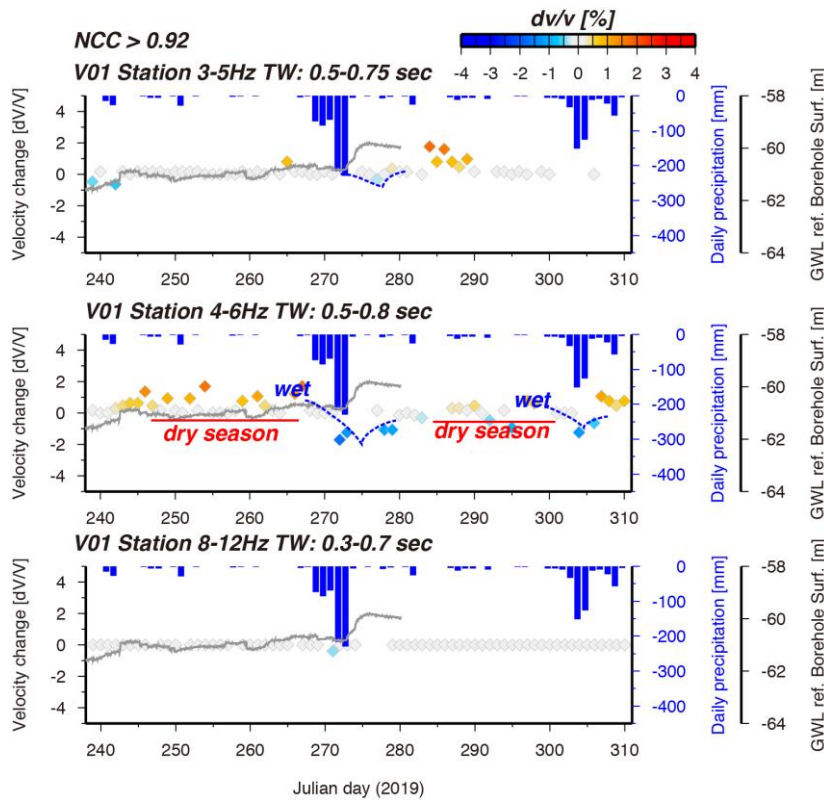


圖 4.2.3-11 108-D007 梵梵場址測站 V01 相對震波速度(dv/v)成果
 Figure 4.2.3-11 dv/v measurement of Station V01 at D007 Fanfan site

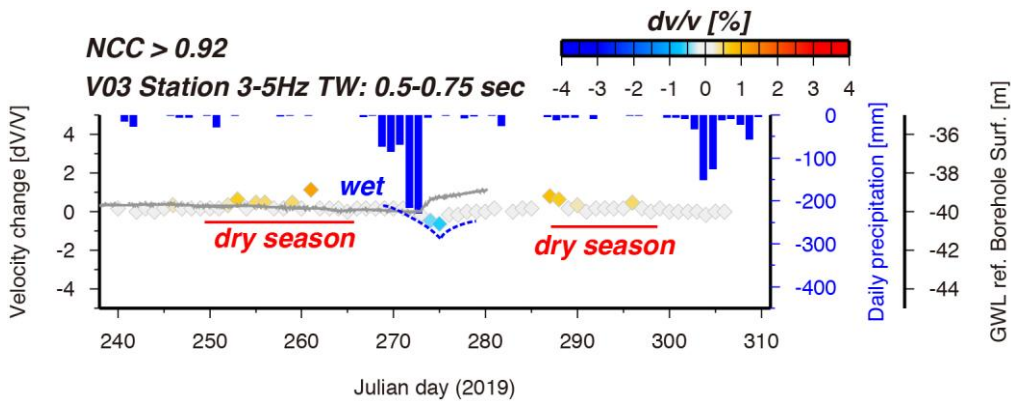


圖 4.2.3-12 108-D007 梵梵場址測站 V03 相對震波速度(dv/v)成果
 Figure 4.2.3-12 dv/v measurement of Station V03 at D007 Fanfan site

(6) 剪動深度的評估

本計畫於鑽孔 108-D007-2T 及 108-D007-3T 位置安裝 TDR 地中變位計。目前鑽孔 2T 分別於 10 與 11 月在深度 48-50 m 有記錄到剪動位移，3T 鑽孔於相同時間並無監測到任何位移紀錄。然而，本計畫地震站 108-D007-V02 在平面空間上安裝於 2T 及 3T 之間，且於 TDR 變為行為前

後亦量測到疑似與剪動有關的震波速度變化。本小節將進一步透過 dv/v 觀測數據推估可能的剪動深度。透過圖 4.2.3-10 結果，擷取不同頻率(4-6 Hz 與 6-8 Hz)TDR 剪動後的震波速度降，其餘頻率於 TDR 剪動期間皆無任何速度變化。本研究初步採用嘗試錯誤法，假設剪動深度若於 48-50 m 位置，利用不同的材料弱化條件計算理論的 dv/v 隨著頻率變化情形，皆無法解釋觀測資料點(圖 4.2.3-13 倒三角形)。進一步再嘗試剪動深度若在地下 21-21.5 m 深的位置，剪動帶的 v_s 波速下降至剪動前波速(v_0)的一半，對於觀測值可有高度的擬合成果。因此，本計畫推估地震站下方的剪動深度應為 21 m 的位置。

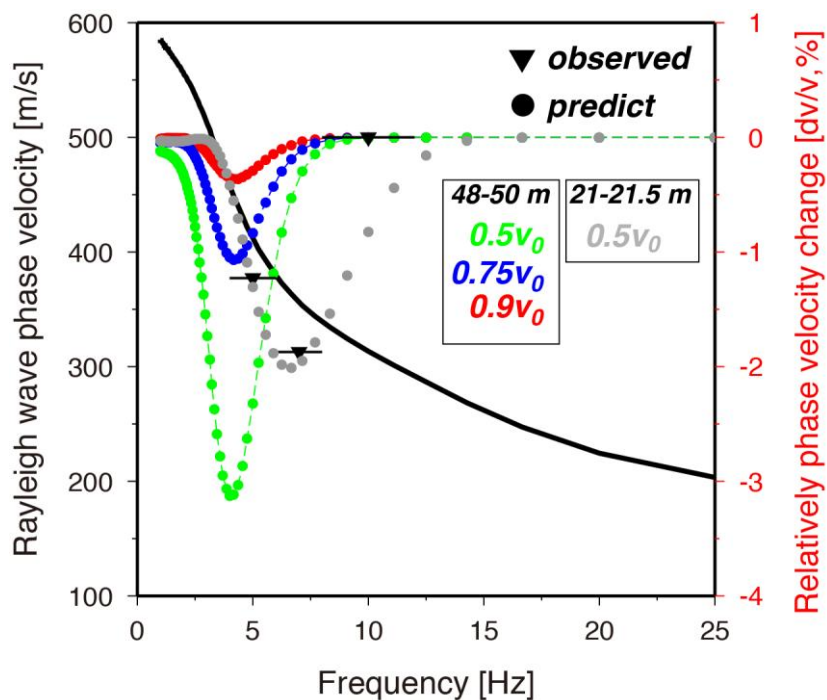


圖 4.2.3-13 剪動深度評估成果

Figure 4.2.3-13 Seismological locating the basal sliding depth

4. 梵梵場址地動成果綜合解釋

108-D007 梵梵場址相對於過去監測場址擁有相對較高的地震活動度，於 108 年度計畫執行監測期間氣象局共計發佈 118 個地震事件對梵梵場址而言為有感地震。本計畫針對梵梵場址初次嘗試將地震站安裝於場址內部，並將 108-D007-V01 及 108-D007-V03 與地下水位井共站、坡腹位置安裝測站 108-D007-V03 及 108-D007-V05 點位鄰近於牛鬥斷層，預計將於明

年度期中階段透過地動訊號分析技術進一步探討牛鬥斷層對於該場址的影響性評估。坡址則是安裝 108-D007-V04 測站，上述測站皆採用地聲計 (Geophone, G) 紀錄地動訊號，由於地聲計相對於傳統寬頻地震儀安裝成本較低，適合場址內部多點監測之目的，地聲計主要能夠反應的地動訊號頻段大致為 2 Hz 以上。於場址外圍，亦安裝 108-D007-V06 寬頻地震站，作為整個場址地動訊號監測之參考測站。詳細測站分佈如圖 4.2.3-1。

108 年度著重於地震站的自相關函數分析(NAFs)與相對震波速度(dv/v) 成果是否與共站之地下水位紀錄有關係。研究成果顯示，測站 V01 及 V03 的 dv/v 變化皆於地下水位呈現高度相關性，於濕季觀察到 1 m 地下水位的抬升將導致約 1 % 的速度降變化。表面波敏感度分析提供各段震波頻率範圍反應的主要地下深度位置，計畫執行期間地下水位記錄深度對應的頻率範圍為 3-5 Hz。計畫亦分析相對高的頻率範圍 8-12 Hz 之 dv/v 變化(主要反應淺層深度材料)，成果顯示無明顯的震波速度變化。根據上述成果，本計畫推測場址內部測站的 dv/v 值可直接反應地下水位的變化。

計畫監測期間鑽孔 108-D007-2T 發生剪動訊號，衍生關鍵問題為鄰近地震站 V02 是否可以透過震波速度變化成果探究其與剪動行為的關係？分析 dv/v 成果顯示頻率範圍 4-6 Hz 與地表雨量計(本計畫自行安裝)紀錄存在高度相關性，推測該頻率段的 dv/v 主要反應地下水的抬升與洩降作用；6-8 Hz 頻率範圍之 dv/v 則是在 TDR 剪動變化的期間有震波速度先抬升後下降的趨勢(圖 4.2.3-10 黑色框)。透過進一步的分析，最終評估 V02 測站下方的發生剪動的深度約為 21 m。本計畫後續將持續討論上述成果如何協助決定地質模型中的滑動弧地下幾何構造。

五、動態水文條件下之破壞力學研析

(一) 研析方法論述

坡地在降雨入滲歷程中會導致地中含水量增加、孔隙水壓或地下水位之變化，進而產生坡體變形或破壞行為。因此本工作由前項工作建立三維水文地質模型後，需考量降雨入滲條件及變形破壞力學，建構坡地動態水文及力學之分析程序，並探討動態水文條件下坡地可能之破壞機制及行為。茲先就淺層不飽和行為及滑動機制、深層重力變形行為及滑動機制、常用山崩數值模擬程式等進行文獻回顧與評析，再根據本計畫場址特性選用合宜的分析模式及軟體進行各項模擬工作，各分項工作分述如后。

1. 淺層不飽和行為及滑動機制

(1) 滑動機制與型態

坡地表層普遍覆蓋有崩積土層或風化表土，在豪雨下入滲影響淺層土壤基值吸力變化，以及地下水位上升，進而改變地層之剪力強度，引發坡地位移或滑動。此一連串之變化機制，牽涉到入滲、滲流、吸水軟化、基值吸力改變、水位變動、不飽和地層與飽和地層之穩定性分析等複雜過程，且其數值均在動態時間序列上呈現改變。然以往一般對於降雨對邊坡穩定性影響之探討，大多係在給定之靜態地下水位下之孔隙水壓，作用於分析斷面狀態進行分析，且分析中只變化地下水位之高程，而未將整個降雨事件由地表入滲影響納入考量。因而分析結果常無法適時與每一次颱風前預估之雨量事先作邊坡之安全穩定性評估，甚而無法真正模擬邊坡可能坍塌滑動機制，以供因應對策之參考依據。(鄭清江等人，2009)

淺層不飽和行為評估模式中，降雨資料為最主要輸入條件之一，常用於探討邊坡滑動的降雨特性參數包括降雨強度、降雨延時、累積雨量、前期雨量、及降雨型態等。因應上述不同之降雨特性，可能會產生浸潤帶和不飽和地層兩種滑動機制。浸潤帶滑動重點在於淺層不飽和土層受驟雨形成浸潤帶或暫棲水層導致之滑動行為，其滑動區域一般是浸潤帶或暫棲水層以上區域，所需之降雨特性參數常包括降雨強度及降雨延時；不飽和地層滑動重點在於降雨入滲使地下水位抬升導致之滑動行為，其滑動區域則

會涵蓋不飽和地層和部分的飽和地層，所需之降雨特性參數常包括降雨強度、降雨延時、前期雨量及降雨型態等。

(2) 不飽和滲流及力學理論

為釐清淺層不飽和行為的破壞機制，國際間已大量採用發展趨成熟的不飽和土壤理論(Fredlund and Rahardjo, 1993)來進行相關研究。其中，將基質吸力的概念引進不飽和土體坡地的觀測及分析，則成為本計畫之重要關鍵技術之一。淺層不飽和行為及滑動分析需考量降雨入滲-滲流-穩定性之耦合分析，降雨入滲及滲流分析時係透過式(5.1.1-1)之控制方程式求解二維非均向及非均質地下水滲流問題。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{式(5.1.1-1)}$$

式(5.1.1-1)中 H 為總水頭、 k_x 與 k_y 分別為 x 與 y 方向之水力傳導係數、 Q 為邊界流通量、 θ 為體積含水量、 t 為時間。式(5.1.1-1)說明水流在土體元素中某一點，某一時間下流進與流出之差異等於土體中體積含水量之變化量。而體積含水量為土體應力狀態與土壤性質之函數，而土體應力狀態可由 $(\sigma - u_a)$ 及 $(u_a - u_w)$ 兩個獨立應力狀態變數來定義，此處 σ 為總應力(Total Stress)； u_a 為孔隙氣壓力(Pore-Air Pressure)； u_w 為孔隙水壓力(Pore-Water Pressure)。若暫態分析中假設 u_a 在大氣壓力下為常數，不會影響體積含水量之變化，因此式(5.1.1-1)可改寫為式(5.1.1-2)。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w r_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{式(5.1.1-2)}$$

式(5.1.1-2)中 m_w 為土壤水分特性曲線之斜率、 r_w 為水的單位重。此外，為模擬飽和-不飽和土壤間的滲流行為，則需輸入水力傳導函數(Hydraulic Conductivity Function)，此函數除可直接由試驗求得外，亦可透過 Green and Corey(1971)、van Genuchten(1980)及 Fredlund et al.(1994)等理論模式推估。若需分析暫態(transient)滲流條件時，則需建立體積含水量函數(volumetric water content function)，除直接由現地或室內試驗求得外，亦可透過 van Genuchten(1980)、Fredlund and Xing(1994)及 Modified Kovacs(Aubertin et al.,

2003) 等理論模式推估。典型的土壤水分特性曲線與水力傳導函數如圖 5.1.1-1 所示。

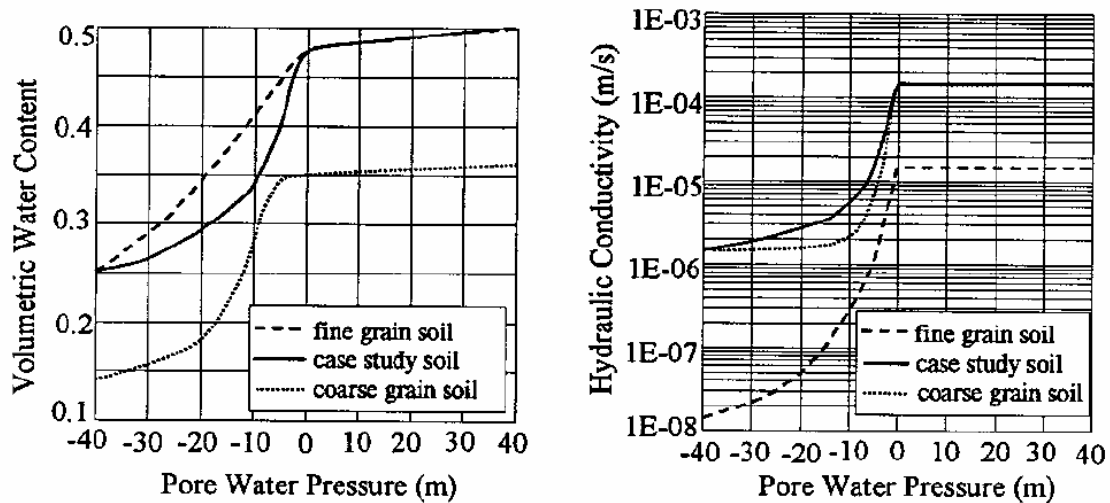


圖 5.1.1-1 典型土壤水分特性曲線與水力傳導函數

(Fredlund and Rahardjo, 1993)

Figure 5.1.1-1 Typical soil-water characteristic curve and hydraulic conductivity function (Fredlund and Rahardjo, 1993)

穩定分析常採極限平衡法進行邊坡穩定性評估，其原理係以切片法進行邊坡分析及安全係數計算。切片法原理係將通過土體之滑動面分成許多垂直片段，利用力與力矩之平衡求得臨界安全係數，滑動面可為圓弧型、複合型或由使用者指定一系列直線段所組成之滑動面。極限平衡分析具有下列假設條件：(1)強度參數中之凝聚力分量及摩擦角分量所採用之安全係數皆相等；(2)所有切片之安全係數皆相同。對有效應力分析而言，剪力強度定義如式(5.1.1-3)。

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \tag{5.1.1-3}$$

式(5.1.1-3)中 τ 為剪力強度、 c' 為有效凝聚力、 ϕ' 為有效內摩擦角、 σ_n 為正向總應力、 u 為孔隙水壓力。若欲考量不飽和土壤之基質吸力影響，土壤之剪力強度可視為凝聚力、內摩擦角及基質吸力所提供之強度三個分量所組成，式(5.1.1-3)可改寫為式(5.1.1-4)。

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \tag{5.1.1-4}$$

式(5.1.1-4)中 u_a 為孔隙氣壓力、 u_w 為孔隙水壓力、 ϕ^b 為基質吸力所貢獻之摩擦角。因此，不飽和土壤之莫爾庫倫破壞準則如圖 5.1.1-2 所示。

綜上所述，由於降雨入滲時的地下水位會隨降雨歷線與延時而改變，故將上述分析所得每個時間間隔的地下水位轉至穩定分析時，邊坡穩定之安全係數即隨地下水位而變化，呈現安全係數隨時間的關係曲線。透過上述分析流程，即可建立邊坡從降雨入滲、地下水位變化乃至邊坡穩定性變化之分析模式。

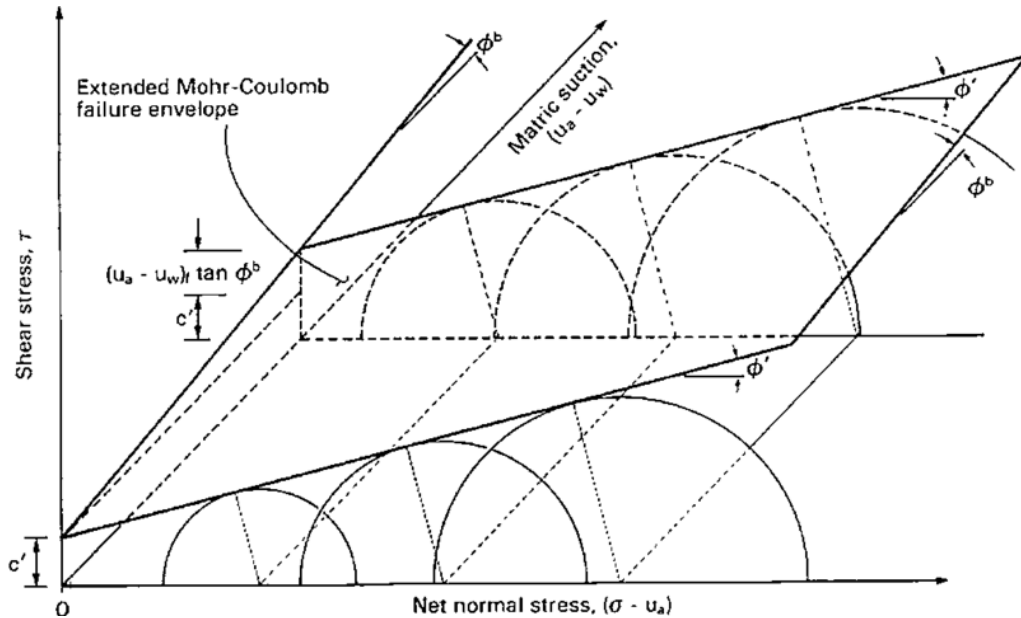


圖 5.1.1-2 不飽和土壤之莫爾庫倫破壞準則
(Fredlund and Rahardjo, 1993)

Figure 5.1.1-2 Mohr-Coulomb failure criterion for unsaturated soils (Fredlund and Rahardjo, 1993)

雖然上述程序可探討不飽和滲流對坡地之影響，但當降雨強度大於表土之飽和滲透係數時，表層土壤會先形成薄層的飽和浸潤帶或暫棲水層，可能誘發浸潤帶或暫棲水層以上區域的滑動，此種情境另可簡化為浸潤帶滑動概念予以分析。分析時之浸潤帶厚度常採用 Lumb (1975) 提出之公式推估，如式(5.1.1-5)所示。

$$h = \frac{kt}{n(S_f - S_0)} \tag{5.1.1-5}$$

式(5.1.1-5)中 h 為浸潤帶厚度、 k 為飽和時之水力傳導係數、 t 為降雨延時、 n 為孔隙率、 S_f 為浸潤後之飽和度、 S_0 為浸潤前之飽和度。

由於在降雨情況下，降雨入滲將使浸潤帶內地層之抗剪強度降低，前人研究（洪如江，1979；范嘉程與馮道偉，2003；劉振宏，2007）均指出暴雨或浸潤對凝聚力影響較大，摩擦角則可忽略其影響。凝聚力折減部分，洪如江（1979）建議採原土壤凝聚力之 1/3，范嘉程與馮道偉（2003）建議採原土壤凝聚力之 20%~30%，劉振宏（2007）指出泡水試體之凝聚力為原土壤凝聚力之 21%~51%。綜整上述研究成果，本計畫建議浸潤帶內土層之凝聚力折減為原凝聚力之 1/3，岩層則採直接剪力試驗之殘餘強度值。

2. 深層重力變形行為及滑動機制

(1) 滑動機制與型態

Chigira(1992)指出深層重力變形行為可根據不連續面與邊坡地形之交互形態分為四類(圖 5.1.2-1)，第一類不連續面與坡面呈順向坡形態，其邊坡重力變形以形成挫屈褶皺(buckling fold)為主；第二類不連續面為垂直或與坡面呈逆向坡形態，其邊坡重力變形以形成拖曳褶皺(drag fold)為主；第三類不連續面為高角度之順向、垂直或逆向形態，其邊坡重力變形以形成折彎褶皺(bending fold)為主；第四類之不連續面為中、低角度且與坡面呈順向坡型態，其邊坡重力變形以形成坡體局部斷層為主。綜上所述，深層重力變形行為會先由岩體潛變開始發展，直至超過岩體強度後產生滑動破壞。

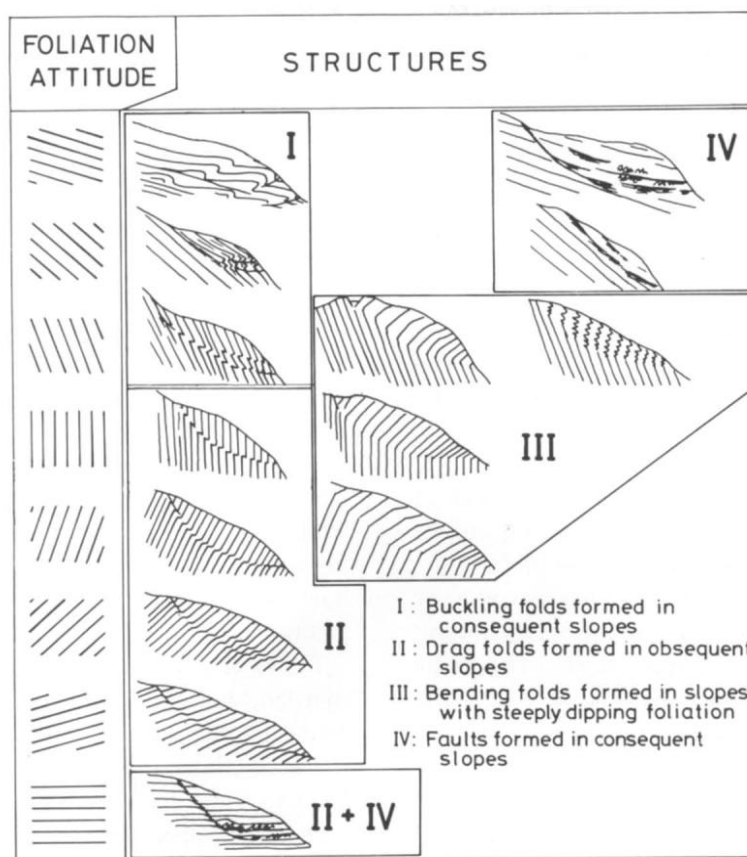


圖 5.1.2-1 不連續面位態與深層重力變形行為之關係(Chigira, 1992)

Figure 5.1.2-1 Relationship between the orientations of discontinuities and the behavior of deep-seated gravitational deformation (Chigira, 1992)

Chigira(1992)、Alsop and Marco (2012)、Jaboyedoff et al. (2013)之研究則指出深層重力變形行為將受到覆土深度造成之圍壓及岩層厚度影響而有所不同，當圍壓愈大且岩層厚度愈薄時，其變形程度通常也愈高(圖 5.1.2-2)。在滑動面之剪滑動機制方面，根據不連續面位態之不同，其所對應之剪滑動機制也有所不同，可藉由深層重力變形體於等高線所呈現之地形推測其可能機制，並由現地所見之線狀地形特徵如雙重山脊(doubled ridges)、崩崖(scarp)、反斜崖(counterscarps)、張裂隙(trenches)等地形構造(morpho-structure)加以確認潛在滑動面。前述受深層重力變形影響之不連續面變化除可利用野外露頭調查進行歸納外，亦可透過地質鑽探時之孔內攝影等方式記錄地中不連續面位態變化，進而強化其滑動機制研判。

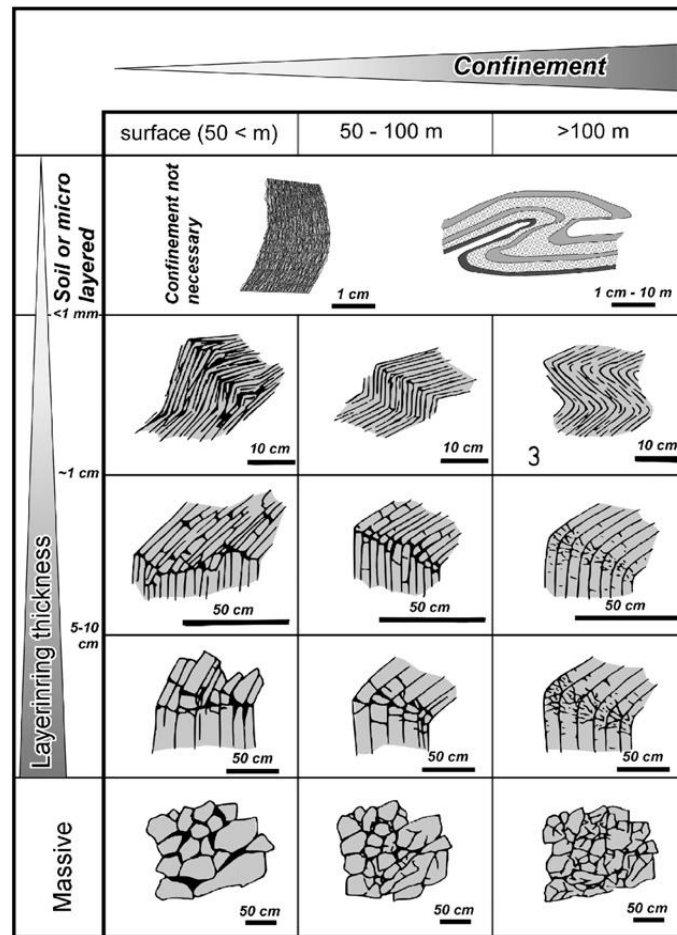


圖 5.1.2-2 圍壓及岩層厚度與深層重力變形行為之關係
(Jaboyedoff et al., 2013)

Figure 5.1.2-2 Relationship between confining pressure, rock thickness and the behavior of deep-seated gravitational deformation (Jaboyedoff et al., 2013)

(2) 潛變變形理論

潛變係指材料在承受固定應力作用下，變形隨時間而發生之行為。典型岩盤潛變行為可以圖 5.1.2-3 所示，一般試體受力後其應變包含瞬時發生之彈性應變，隨著應力升高則繼之發生一階潛變、二階潛變及三階潛變，進而導致試體之破壞。潛變變形重點在於岩層本身的依時行為，無論何種岩盤均會發生，差異僅在潛變速率的快慢，故分析時須選擇合適之潛變理論模型及其潛變速率(財團法人中興工程顧問社，1994、1997；林宏勳，2011；林士淵，2002)。

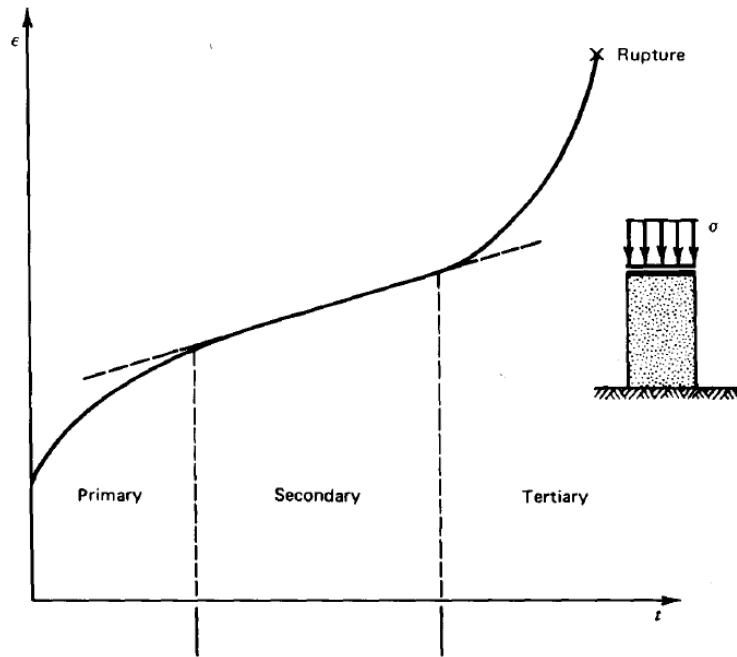


圖 5.1.2-3 岩盤潛變行為(Goodman, 1989)

Figure 5.1.2-3 Creeping behavior of rock (Goodman, 1989)

為描述此潛變行為，以往學者發展出之數學模式甚多，最常被採用且撰有電腦程式者，大體可分為：A.黏彈性模式(viscoelastic model)，由彈簧與消能盤兩種基本物理模型組合而成，可衍生之基本模型如完全彈性模式(Spring model)、完全黏性模式(Newtonian model)、馬克斯威爾模式(Maxwell model)、凱爾文模式(Kelvin model)、廣義馬克斯威爾模式(Generalized Maxwell model)、廣義凱爾文模式(Generalized Kelvin model)、柏格模式(Burger's model)等；B.黏彈塑性模式(viscoelastic-plastic model)，或稱西源模式，通常由凱爾文-沃依特模式(Kelvin-Voigt model)及賓漢模式(Bingham model)串聯而成；C.經驗模式，通常針對特定材料發展而成，如參考潛變量模式(Reference creep model)、雙指數潛變模式(2-component power law)等。

財團法人中興工程顧問社(1994)研究指出，對較均質的弱質岩盤，其潛變行為可以四常數之柏格模式予以描述。柏格模式由凱爾文固體和馬克斯威爾液體模型串聯而成，如圖 5.1.2-4 所示。柏格模式的應力與應變關係如式(5.1.2-1)所示，其所需之潛變參數(E_1 、 E_2 、 η_1 、 η_2)則可透過本計畫執行之潛變試驗予以求得。

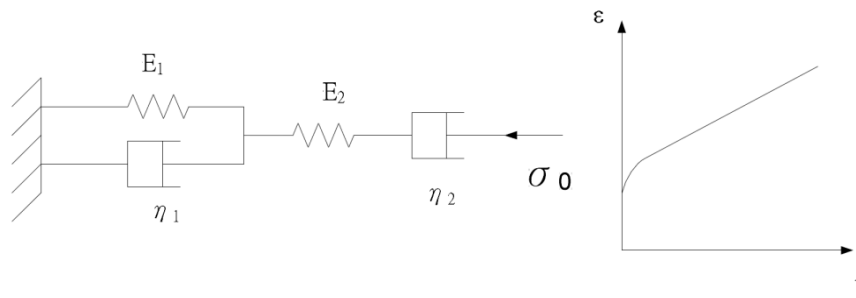


圖 5.1.2-4 柏格模式：左為力學模型、右為應變與時間關係(Goodman, 1989)

Figure 5.1.2-4 Berger model: mechanical model on the left and the relationship between strain and time on the right (Goodman, 1989)

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_2} + \frac{\sigma}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1 t}{3\eta_1}\right) + \frac{\sigma}{3\eta_2} \right] \quad \text{式(5.1.2-1)}$$

3. 常用山崩數值模擬程式評析

土壤邊坡穩定分析方法，一般可概分為極限平衡法與數值模擬分析法。至於岩石邊坡則多由既有構造控制破壞模式，但對於破碎或軟弱之岩石材料，可採土壤邊坡之穩定分析方法進行評估；反之，則多藉由立體投影圖進行運動學分析(kinematic analysis)判斷其破壞模式，再進一步進行力學平衡評估，以獲得坡體安全係數。本計畫蒐集常用數值模擬軟體之適用情境與優缺點如表 5.1.3-1 所示，以下將針對目前邊坡穩定問題所使用之分析方法進行簡述說明。

(1) 極限平衡法

極限平衡法之應用，大致可分為四個步驟：A.先假設依最可能之滑動面，如弧形或沿著脆弱面之滑動面，並假設沿滑動面上之每一點均同時破壞，亦即，每一點之安全係數均相同。B.由作用於滑動體上之力或力矩之靜力平衡，算出滑動面上所受之剪力。C.以材料之強度與剪力進行計算，以獲得滑動面之安全係數。D.假設另一可能之滑動面位置，重複步驟(1)至(3)，而得另一安全係數。由步驟(1)至(4)反覆數次後，求得其中最小之安全係數，即為最可能破壞之滑動面。

至於該採用總應力(total stress)方法或有效應力(effective stress)方法，則視模擬情境下邊坡排水之情形而定。當完全飽和且排水不易之情境($\phi=0$)，如結構物施作於於軟弱土壤上，施工剛完畢時，或水位突然下降如洩洪時，由於時間短促，超額孔隙水壓不易排除，則可以總應力法分析。若經過長時期後，超額孔隙水壓完全排除，或材料之滲透係數較高，孔隙水壓易排除，則需以有效應力法分析。

表 5.1.3-1 常用數值模擬軟體與其適用條件一覽表

Table 5.1.3-1 List of commonly used numerical simulation software and its applicable conditions

模擬軟體	維度	分析理論	材料對象	使用參數	優點	缺點
STABL	2D	極限平衡法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、孔隙水壓	1. 建模與分析快速 2. 可模擬地下水水位及地震影響之狀況	1. 無法考量土體變形性，在五層狀況時，會產生滑動破壞面貫穿兩土層交界並延伸至坡頂之不合理分析狀況 2. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
Rocscience-RocTopple RocPlane Swedge	2D 3D	極限平衡法	岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、彈性模數 E	1. 建模與分析快速 2. 可依岩坡不連續面進行坡體穩定分析形貌設定	1. 無法分析岩體變形與破裂狀況
GEO-SLOPE SLOPE/W	2D	極限平衡法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、降雨歷線、彈性模數 E	1. 建模快速 2. 可模擬實際降雨狀況下，地下水水位對於邊坡穩定之影響	1. 建模所需之材料參數繁多 2. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
FLAC	2D 3D	有限差分法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性	1. 不規則幾何形狀的節點不一定可以落在邊界上，需藉特殊的差分公式修正 2. 建模費時與困難 3. 模擬時間耗時 4. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
Midas-GTS SVOFFICE	3D	有限元素法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性 2. 可模擬滲流分析 3. 可設置工程整治設施(地錨、隧道襯砌、噴漿鋪面...等) 4. 可由 AutoCad 等工程圖資軟體導入建模，方便建模輸入	1. 建模費時與困難 2. 模擬時間耗時 3. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
PLAXIS	2D 3D	有限元素法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性 2. 可模擬滲流分析 3. 可設置工程整治設施(地錨、隧道襯砌、噴漿鋪面...等) 4. 可由 AutoCad 等工程圖資軟體導入建模，方便建模輸入	1. 建模費時與困難 2. 模擬時間耗時 3. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
PFC	2D 3D	離散元素法	土壤、岩體	材料單位重 γ 、材料內摩擦係數 f 、材料正向勁度 k_n 、材料切向勁度 k_s 、材料鍵結強度 b_s 、材料阻尼係數 D	1. 可模擬塊體受力後破裂狀況 2. 可設定塊體群聚狀態與個別分離情形	1. 建模費時與困難 2. 模擬非常耗時 3. 無法模擬乾顆粒與地下水耦合 4. 球顆粒半徑設定較大時，運移狀態可能與真實情形不符
UDEC	2D 3D	離散元素法	岩體	凝聚力 c 、材料單位重 γ 、弱面正向勁度 j_{kn} 、弱面切向勁度 j_{ks} 、弱面摩擦角 f_w 、	1. 可模擬剛性塊體以及可變形塊體受力狀況，並可於可變形塊體狀況時能模擬塊體破裂、分散情形 2. 模擬元素較符合現場岩坡受不連續面切割成塊體之狀況 3. 可依不同之節理組合律模式(點、面接觸、應變軟化之節理面接觸庫倫滑動模式、持續降服模式)模擬岩體受力後潛變至破壞滑動之過程	1. 建模費時與困難 2. 模擬耗時 3. 無法模擬乾顆粒與地下水耦合情形

由於極限平衡法具有建模與分析快速、可模擬地下水位及地震影響、計算安全係數等優點，因此仍是目前最主流的分析方法之一(Cascini et al., 2006; Guzzetti, 2008; 鄧鳳儀, 2008; 林德貴等人, 2008)。此外, Chung et al. (2017)曾以壓力鍋試驗求取坡地場址的土壤水分特性曲線，並選用適當的理論模式求取水力傳導函數，配合不飽和土壤力學進行淺層不飽和行為及滑動分析。

(2) 數值模擬分析

數值模擬分析方法雖建模較為複雜，但與極限平衡法相比，其優勢在於可進一步計算邊坡之變形量。常用之數值模擬分析方法可細分以下三種：有限差分法、有限元素法及離散元素法。以下將分別針對上述分析模式簡述說明。

A. 有限差分法

在有限元素法之問世之前，有限差分法為大地工程界中最常被廣泛引用之數值分析方法(Pusch and Hökmark, 1992; 金聖鴻, 2010; U.S. NRC, 2017)。有限差分法應用優點主要有：(a)方法簡單，使用上較為方便；(b)對於非均質介質(Non-homogenous material)，可依材料分層，各自計算各層材料參數之影響；(c)以控制方程式求解，所需計算時效較有限元素法為低。對於較複雜問題，控制方程式較難求得。此外，對於不規則幾何形狀，其節點則不一定落於邊界上，此時需藉助其他差分公式修正，為使用有限差分法之限制。

B. 有限元素法

有限元素法是由連體力學之觀念(滿足力平衡及變形連續)進行分析之方法，該法能兼顧材料之變形行為，甚至能考量變形行為中之彈塑性行為，可考慮不同組成律與破壞準則，模擬坡邊於自然狀態下之材料性質(Bozzano et al., 2002; 潘安士等人, 2011; Chang et al., 2015)。

C. 離散元素法

離散元素法之基本概念模型主要由多個分離個體(discrete element model)組成，配合室內試驗經參數校正後，設定分離個體顆粒之參數。而各分離個體顆粒與顆粒間之鍵結(bond)。鍵結力的種類共有二種，一種為點接觸，只能傳遞力(force)，稱之為接觸鍵結(contact bond)，而另

一種由類似彈簧阻尼系統所組成，除了可以傳遞力之外，亦可傳遞力矩(moment)。離散元素法以牛頓運動定律(force-displacement law)為基礎理論，計算極短時間內所有顆粒的位移變化，以及顆粒與顆粒之間的力傳遞。離散元素法除得到模擬堆積形貌外，亦可紀錄模擬過程中之歷時變化與運移過程記錄，如接觸力、顆粒速度、顆粒位移等。目前該法已廣泛被運用於土木工程、岩石力學、斷層行為及邊坡穩定模擬(莊庭鳳，2014；周令麒，2014；吳政賢，2015)。

4. 坡體破壞影響範圍評估

對於邊坡山崩災害模擬，目前已被廣泛使用的軟體有二：RAMMS 數值程式，適用於淺層滑動或岩屑崩滑災害，如林俊良(2013)、李璟芳等人(2015)等研究；PFC 軟體，適用於深層滑動或岩體滑動災害，如唐昭榮等人(2009)、羅佳明(2013)、黃韋凱等人(2016)等研究。上述模式旨在透過數值模擬獲得土砂運移後之崩塌堆積深度(土砂溢淹深度)、崩塌堆積範圍(保全對象影響區)與坡趾道路或溪流阻斷區域(疏散動線)，其主要分析過程包含：(1)室內試驗與材料參數取得；(2)地形建模與量體估算；(3)崩塌境況模擬與保全對象分析等。以下就各數值程式之特點予以說明。

(1) RAMMS 數值程式

RAMMS 數值程式為瑞士聯邦森林、雪與景觀研究所(WSL, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research)所開發。其前身為1998-2000年所發展之Aval-1D與Aval-2D模式，並於2005年整合各模組成為RAMMS數值模擬軟體(包含崩塌與土石流、落石模組)。RAMMS可針對不同回歸週期與崩塌材料體積給定合適之建議參數，其模擬區域亦可從微地形判釋所圈繪之邊界及相關地文資訊，合理地調整計算範圍以加速模擬運算時程。本軟體適用於淺層岩屑崩滑、坡面型土石流及溪流型土石流等災害。

(2) PFC 數值程式

PFC(Particle Flow Code)係由美國Itasca Consulting Group, Inc.於1999年發展出之分離體力學數值分析軟體(Itasca, 2002)，主要利用顯式有限差分法計算每一時階之系統變化。在每個運算時階先計算顆粒位置及重疊量或相

對位移，依其力-位移定律計算接觸力後，根據牛頓第二運動定律，可得到新的顆粒速度與位置。本計畫將評估坡體破壞狀態之塊體大小、位置後，配合現地地質狀況及材料特性進行參數校正由軟體中剛性之球體(ball)模擬土砂災害之料源；另以剛性不可破壞之牆面(wall)模擬土砂災害發生時之滑動邊界。以模擬塊體滑移之運動行為進一步評估土砂災害之影響範圍。

5. 案例研究與分析流程

綜整前述文獻回顧，本計畫研擬坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程如圖 5.1.5-1 所示。首先整合高解析度地形資料、地質鑽探、岩心紀錄、現地調查與試驗及室內試驗等成果，以建置坡地場址之三維水文地質概念模型，再透過現地觀測數據進行模型率定與驗證，相關成果可見本報告 3.1 節與 3.2 節。三維數值模型與地下水流場分析成果可直接輸出，作為淺層不飽和分析及深層重力變形分析時地下水流場之參據，並進一步評估不同情境條件下，坡地場址之穩定性及潛在滑動塊體。本計畫將安全係數不符合規範要求或失穩之前在滑動塊體視作關鍵塊體，意即在該情境條件下最有可能優先崩塌的塊體。前述各情境條件下之關鍵塊體則進一步透過山崩微地形判釋技術圈繪其滑動面積，配合前述分析所得之滑動深度，即可求得關鍵塊體之體積，並據此作為可能崩塌之料源進行土砂運移分析，以獲取崩塌堆積深度、堆積範圍及其可能影響對象。

配合 5.1.3 節「常用山崩數值模擬程式評析」成果，本計畫建議可採用 HydroGeoSphere 軟體進行三維地下水流場分析，GeoStudio 軟體進行淺層不飽和分析、FLAC 或 UDEC 軟體進行深層重力變形分析、PFC 或 RAMMS 軟體進行土砂運移分析。深層重力變形分析會因岩層特性不同而有其適用軟體，UDEC 軟體較適用於葉理狀構造發達的低度變質岩區，如板岩、千枚岩等葉理發達之岩層；其餘非葉理狀構造之岩層則建議採用 FLAC 軟體。另土砂運移分析亦會因崩落土砂特性不同而有其適用軟體，RAMMS 軟體較適用於淺層滑動或岩屑崩滑災害；PFC 軟體則適用於深層滑動或岩體滑動災害。

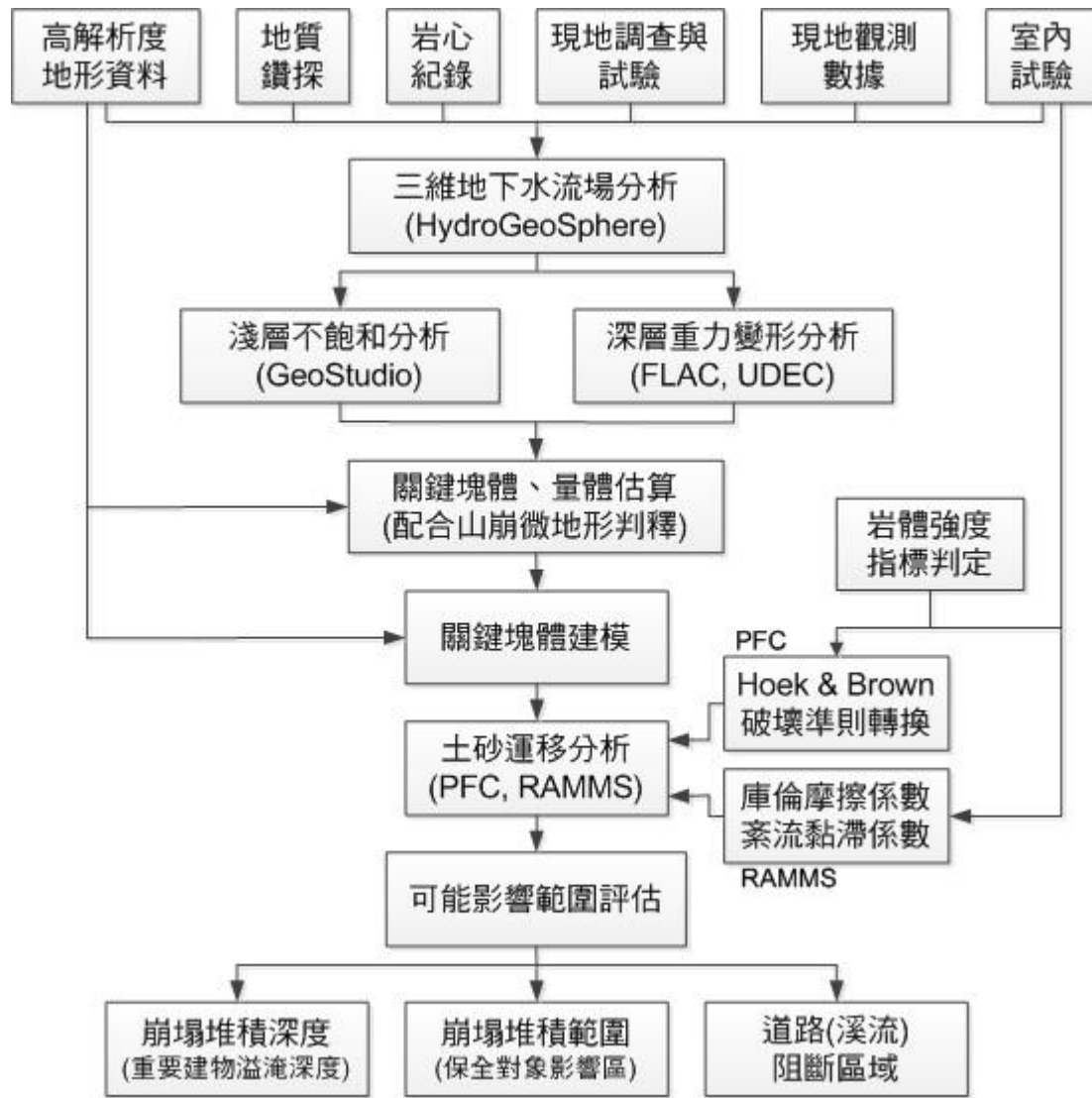


圖 5.1.5-1 坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程圖

Figure 5.1.5-1 Flowchart of the stability analysis and runout zone

(二) 案例成果研析

1. 二維水文地質概念模型建立

透過本計畫於 D007 梵梵場址所執行之地表地質調查、地質鑽探調查、孔內探測及試驗、地球物理探測、現地及室內試驗、現地觀測、水文地質模型建置等工作，於計畫區內沿推測滑動方向進行邊坡穩定分析，如圖 5.2.1-1，茲摘錄分析成果如后。

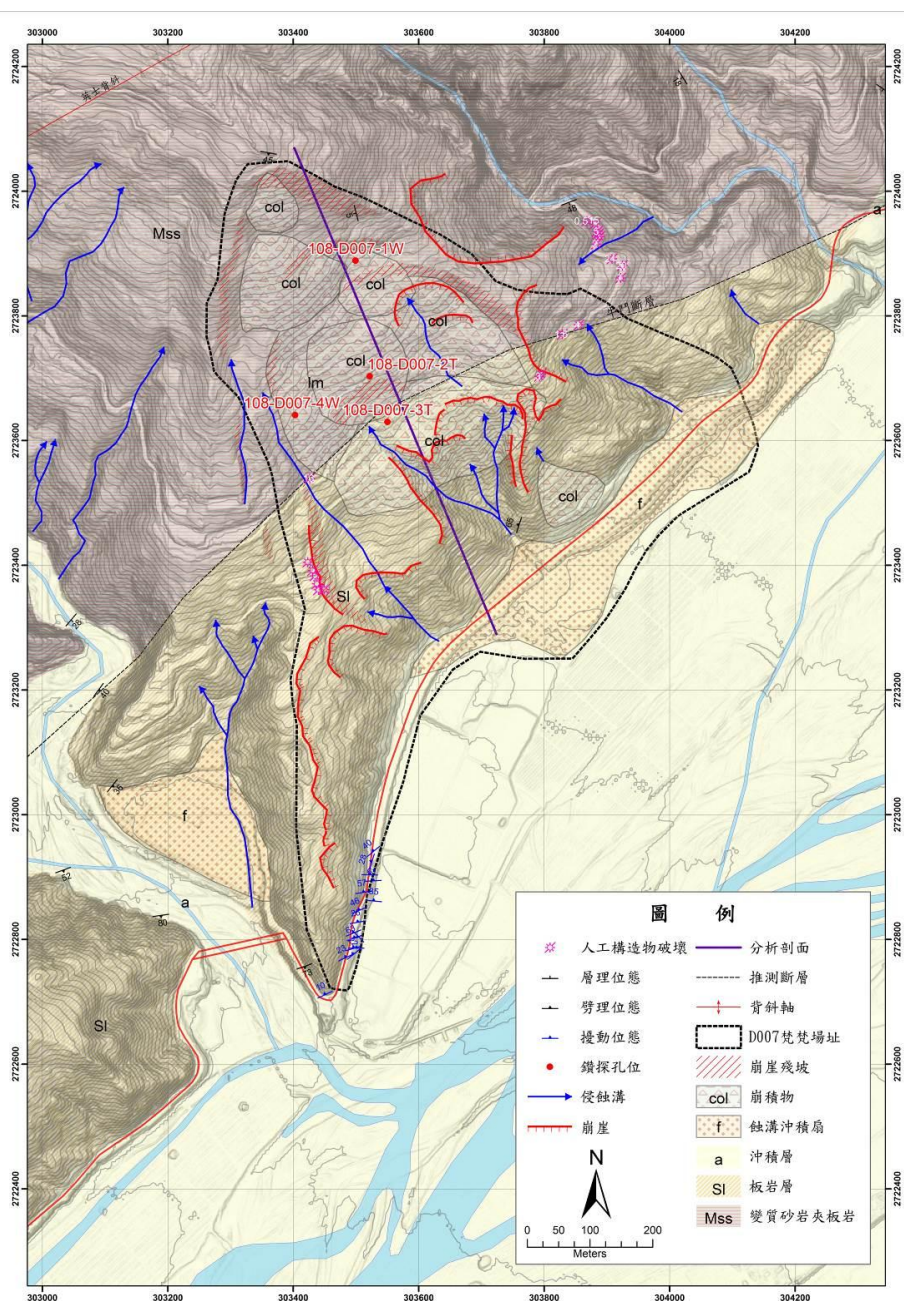


圖 5.2.1-1 D007 梵梵場址地表地質圖及分析剖面

Figure 5.2.1-1 Surface geological map and analysis section of D007 Fanfan site

(1) 地層參數

本計畫於 D007 梵梵場址所進行之室內試驗包含有：(1) 土壤壓力鍋試驗、(2) 土壤一般物理性質試驗、(3) 土壤直接剪力試驗、(4) 岩石一般物理性質試驗、(5) 岩石弱面直接剪力試驗、(6) 岩石單壓試驗、(7) 岩石彈性試驗、(8) 岩石潛變試驗等。上述各項室內試驗項目、數量及成果彙整如表 2.2.7-1 所示。上述室內試驗成果可用於掌握土層及岩層特性及評估其參數，提供穩定分析及影響範圍評估之用。綜整地質鑽探及現地調查成果，D007 梵梵場址之水文地質單元可分為土壤層、崩積層(C)、崩滑體(LM)、板岩夾變質砂岩(SI-Mss)、變質砂岩夾板岩(Mss)、板岩層(SI)等。彙整各項現地調查、室內試驗成果、既有報告成果等資料，本計畫採用之簡化地層參數如表 5.2.1-1 所示。

表 5.2.1-1 D007 梵梵場址簡化地層參數表

Table 5.2.1-1 Simplified strata parameter table of D007 Fanfan site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)
土壤層	1.81	10	36.9
崩積層(C)	2.15	10	30.0
崩滑體(LM)	2.69	65	23.0
板岩夾變質砂岩 (SI-Mss)	2.68	1500	48.0
變質砂岩夾板岩 (Mss)	2.66	1800	48.0
板岩層(SI)	2.69	1000	42.0

(2) 水文地質概念模型

本計畫之數值地形係採地調所「高解析度數值地形資料」轉出 6m DEM 建置而成，二維分析剖面始自坡面頂部，經 108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 等鑽孔至下邊坡道路為止，如圖 5.2.1-1 所示。透過 ArcGIS 程式可建立分析剖面的高程，再依照地表地質調查、地質鑽探調查、地球物理探測成果決定各水文地質單元之地層深度及潛在滑動塊體。研究區域之水文地質單元可分為：(a) 土壤層、(b) 崩積層、(c) 崩滑體、(d) 板岩夾變

質砂岩、(e)變質砂岩夾板岩、(f)板岩層等，各水文地質單元特性可詳見 2.2.2 節之地質鑽探成果。圖 5.2.1-2 為研究區域之水文地質概念模型。

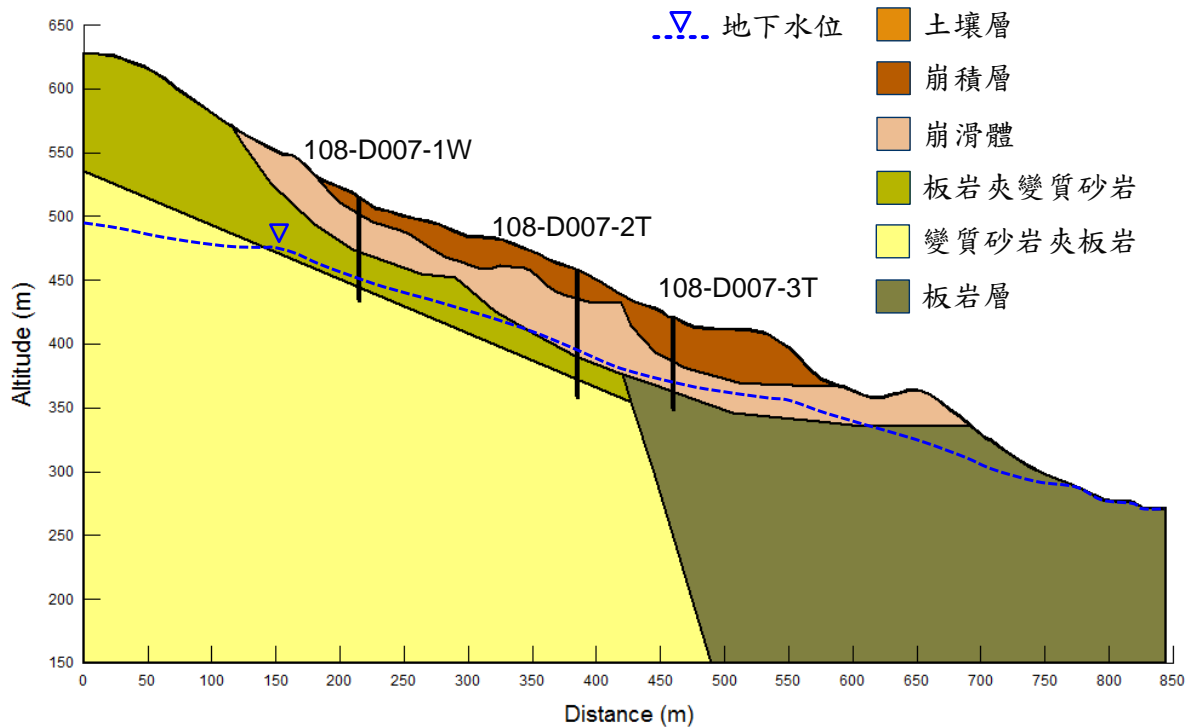


圖 5.2.1-2 D007 梵梵場址水文地質概念模型

Figure 5.2.1-2 Hydrogeological conceptual model of D007 Fanfan site

2. 穩定性評估及情境模擬

透過本計畫水位觀測數據率定，進行三維地下水流場分析(詳見 3.2 節)，率定後之常時穩態水位顯示如圖 5.2.1-2 所示。各分析情境之設定分別為：(1) 常時情境係採前述率定後之穩態水位作為常時水位，且不考量地震力作用；(2) 高水位情境係採前述三維地下水流場分析率定暴雨引致之水位抬升量進行分析，且不考量地震力作用；(3) 地震情境係採常時水位且考量地震力，其地震力參考「建築物耐震設計規範及解說」之規定，本計畫範圍水平加速度係數 Z 直接取 $Z=0.4S_{DS}$ 進行分析，計畫範圍所在分區為宜蘭縣大同鄉 $S_{DS}=0.8$ ，故計畫範圍水平加速度係數 Z 為 0.32，該值為 475 年頻率週期迴歸之尖峰值。依據高速鐵路設計規範，於進行邊坡穩定分析時，採用該值之 50% 做為設計時水平地震力係數，故採用 $k_h=0.16$ ， $k_v=0.08$ 進行分析。

本計畫穩定分析主要透過 GeoStudio 程式內建「Auto Locate」功能自動分析滑動塊體之安全係數，各情境之分析條件及穩定性評估成果彙整如表 5.2.2-1、圖 5.2.2-1 所示。由分析成果可知，計畫範圍於地震分析情境時，程式自動模擬獲得之滑動塊體安全係數已低於 1.0，顯示本區域有崩塌潛勢之虞，後續應關注其活動性。

表 5.2.2-1 邊坡穩定性評估成果表

Table 5.2.2-1 Results of slope stability assessment

潛在滑動塊體	分析情境	分析條件	安全係數	崩塌長度 (m)	崩塌厚度 (m)
Auto	常時	擬合常時水位、無地震力	1.39	—	—
	高水位	擬合暴雨抬升水位	1.37	—	—
	地震	常時水位、有地震力 ($k_h=0.16$, $k_v=0.08$)	0.96	318.2	37.8

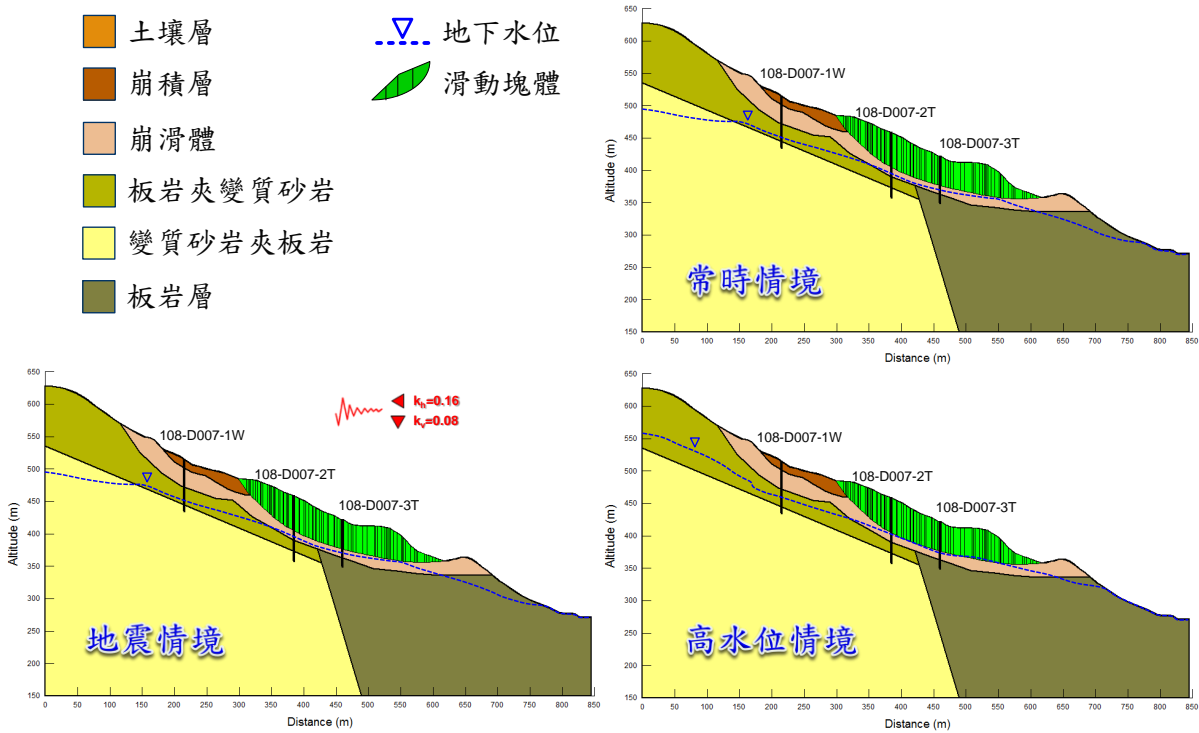


圖 5.2.2-1 各情境穩定性評估分析成果

Figure 5.2.2-1 Results of slope stability analysis in various scenarios

由表 5.2.2-1 可知，研究區域於地震情境下具崩塌潛勢，故本計畫建議此情境應進行崩後可能影響範圍評估。前述進一步透過數值模擬確認在特定情境下會產生滑動之塊體，統一稱為關鍵塊體。然為合理地評估其可能

之崩塌量體規模，本計畫參考圖 5.2.2-1 所得之潛在滑動塊體重新進行山崩微地形判釋，因應不同微地形邊界，圈繪出關鍵塊體，如圖 5.2.2-2 所示，經評估其崩塌量體約為 1,639,650 m³。

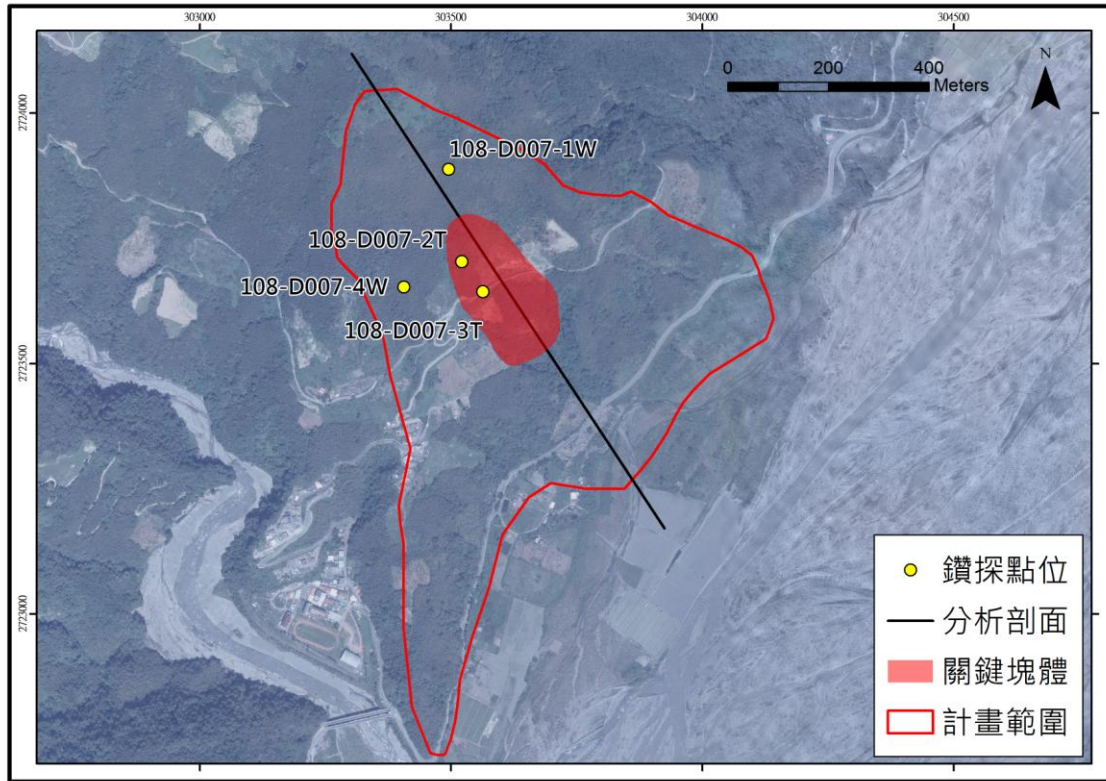


圖 5.2.2-2 穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體

Figure 5.2.2-2 The key block obtained from the slope stability assessment and landslide micro-topography analysis

3. 山崩門檻值初探

A. 降雨誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同水位高程之條件，用以為探討降雨誘發山崩之機制，情境設定如圖 5.2.3-1 所示，以常時水位為基準，逐次往上抬升 5 公尺，且水位不超過地表面為原則。圖 5.2.3-2 顯示 108-D007-1W 鑽孔處水位抬升與安全係數之變化關係，成果顯示隨水位抬升安全係數即開始降低，直至水位抬升至地表下 21 公尺時，安全係數會降至 1.0，顯示此時邊坡可能會發生崩塌。

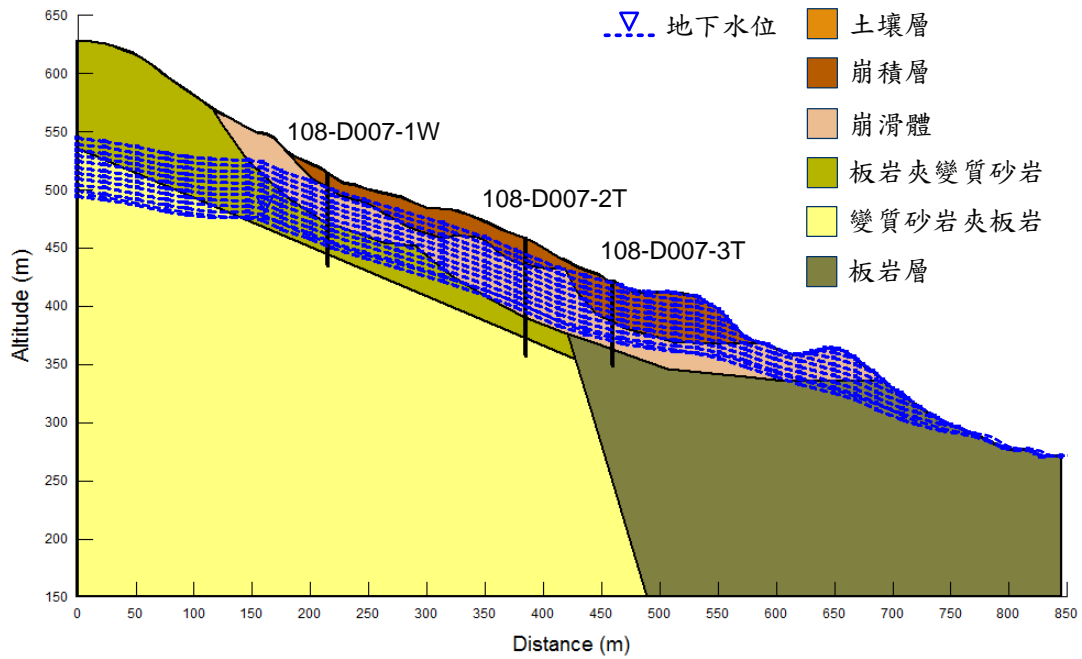


圖 5.2.3-1 降雨誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-1 Scenarios setting of rainfall-induced landslide

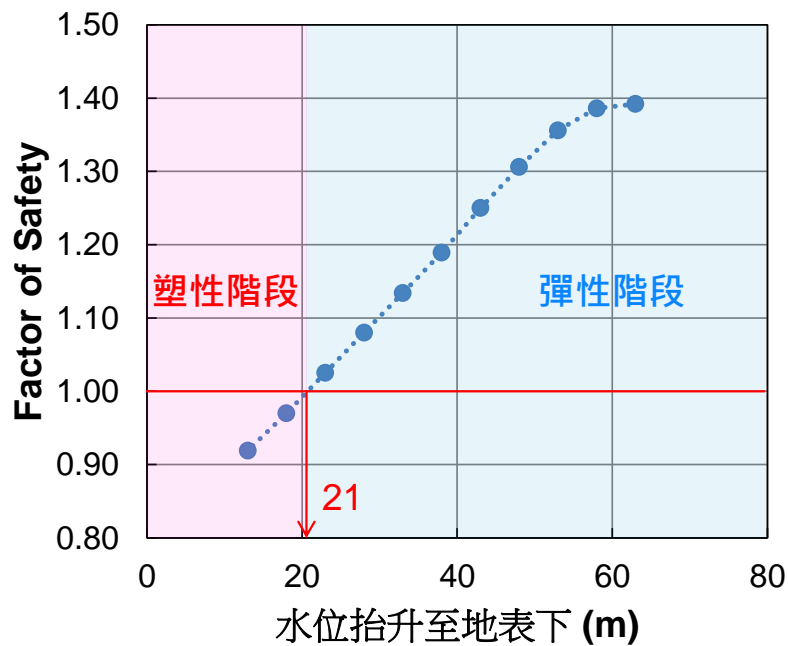


圖 5.2.3-2 降雨誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-2 Rainfall-induced landslide threshold

B. 地震誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同地震力之條件，用以探討地震誘發山崩之機制，情境設定如圖 5.2.3-3 所示，地表最大加

速度(PGA)介於 0 至 560 gal。圖 5.2.3-4 顯示 PGA 與安全係數之變化關係，成果顯示邊坡之安全係數會隨 PGA 增加而降低，當 PGA 達 290 gal 時，安全係數已降至 1.0，顯示此時邊坡可能會發生崩塌。

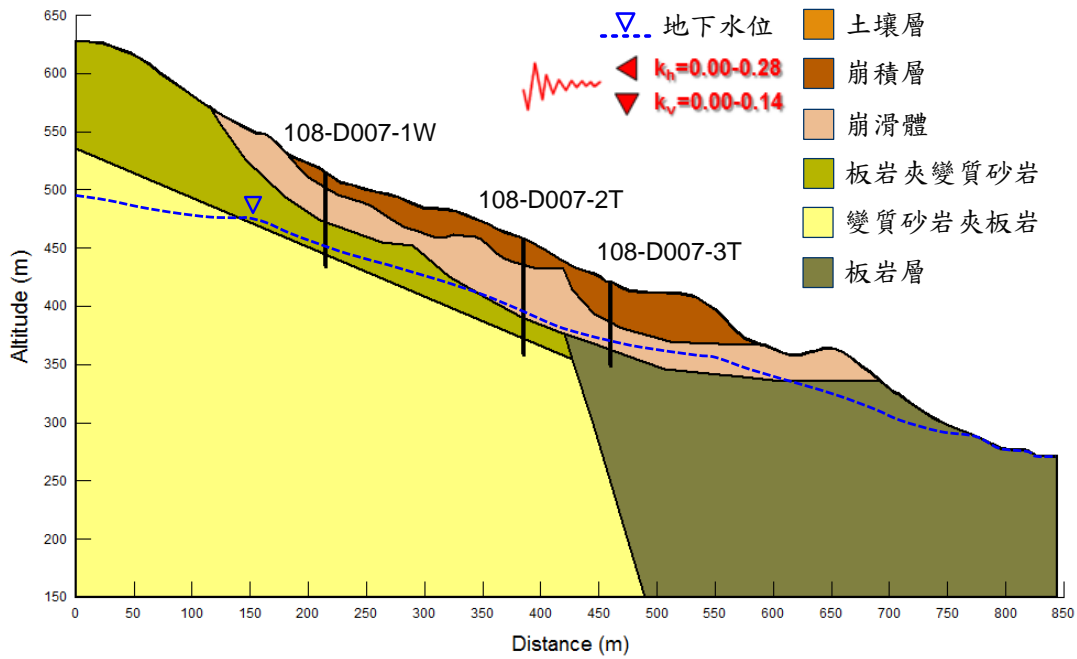


圖 5.2.3-3 地震誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-3 Scenarios setting of earthquake-induced landslides

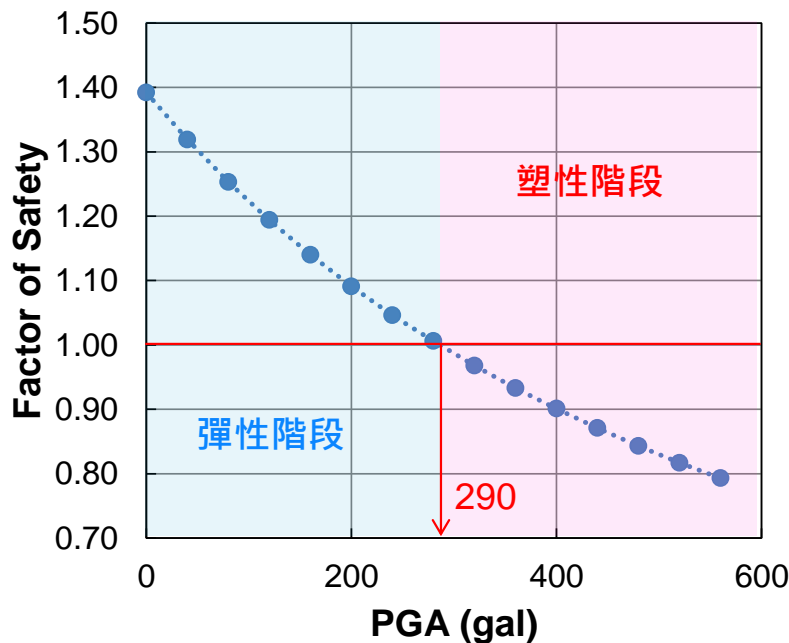


圖 5.2.3-4 地震誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-2 Earthquake-induced landslide threshold

4. 重力變形引致之潛變分析

(1) 模式建立

邊坡穩定潛變分析藉由地質模型的建立，包括地表地形的變化、地層的分布及地下水位的分布狀況以建立分析模型。分析模型之建立考量分述如後。

A. 邊界條件

採 FLAC 程式建立數值模型時須先界定邊坡分析範圍，依據地質調查及試驗結果，本計畫選擇針對 D007 剖面進行潛變分析，本分析考量邊界效應影響採坡長 845m，高 628m 為分析模型之邊界(圖 5.2.4-1)。

B. 地層分布

藉由本計畫之地質鑽探結果及現地調查資料，除淺層之崩積地層外，地層岩性由上至下主要分為風化岩層(col)、崩滑體(LM)、板岩夾變質粉砂岩(SI-Mss)、變質砂岩夾板岩(Mss)及板岩(SI)，藉以建立邊坡地層之分析剖面，分析之地層分布示意如圖 5.2.4-2 所示。

C. 地下水位

本計畫於鑽探孔內埋設有水壓計以觀測崩塌地水位變化，透過水位觀測數據率定，進行三維地下水流場分析(詳見 3.2 節)，並提供模式分析使用。

(2) 分析參數

依據地質鑽探及現地邊坡露頭調查結果，如前所述地層參數參見表 2.2.7-1 所示。

(3) 穩定分析成果

針對 D007 剖面邊坡其現地之初始應力狀況經分析結果，其分布如圖 5.2.4-3 所示，而依據現況之常時地下水位分析邊坡穩定狀況結果顯示，其整體之安全係數為 1.14，小於規範於常態狀態之安全係數 1.5 要求，僅略大於 1.0，顯示本區域常時即處於相當不穩定之狀態，分析結果邊坡之安全係數與剪應變分布如圖 5.2.4-4 所示，而由剖面之深度分布顯示主要可能之滑動破壞面為沿推估之崩積層產生滑移。

另因應豪雨對本場址造成之影響，邊坡於高水位狀況下，其整體之安全係數為 1.14，安全係數與常時地下水位相同，分析結果邊坡之安全係數

與剪應變分布如圖 5.2.4-5 所示，由於鄰近模型推估滑動區之地下水位無明顯變化，因此剪應變量與分布區域較時常地下水位情況僅些微增加，顯示此區域地下水位的變化對邊坡之安定影響程度有限。

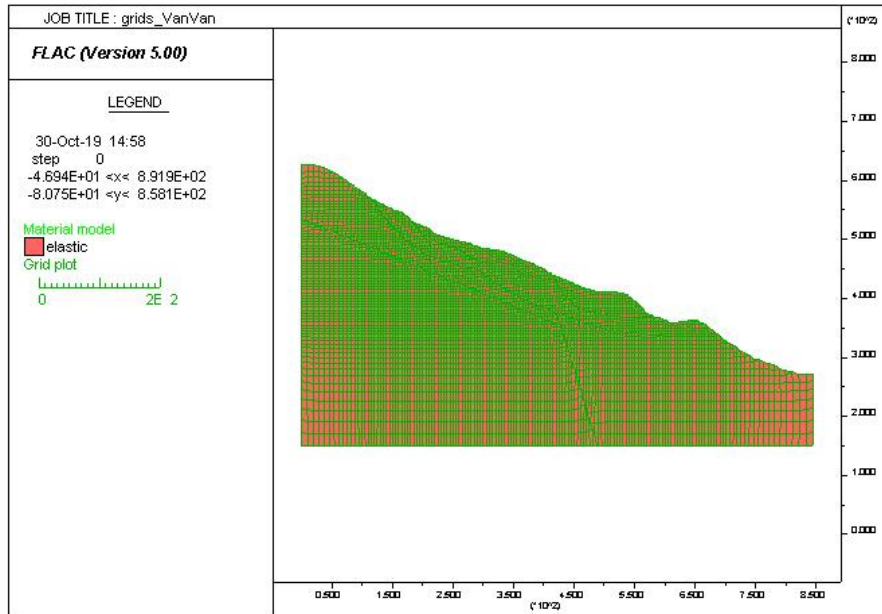


圖 5.2.4-1 分析網格示意圖

Figure 5.2.4-1 Analysis grid

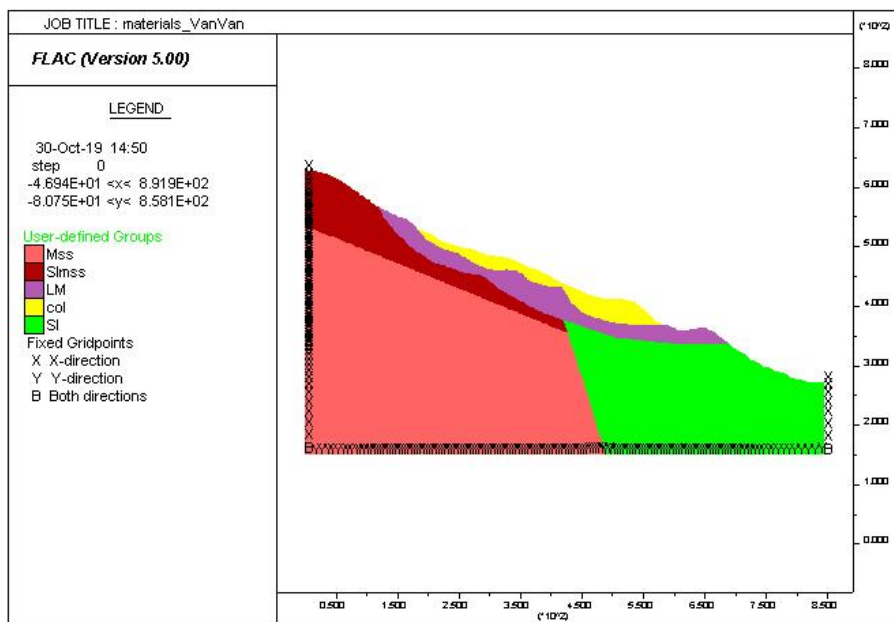


圖 5.2.4-2 分析地層分布示意圖

Figure 5.2.4-2 Distribution of analysis strata

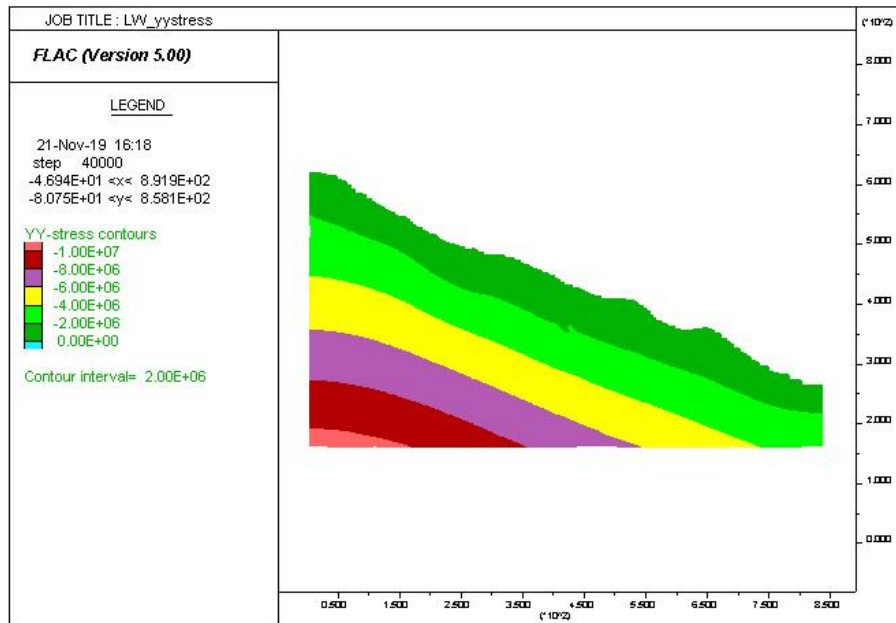


圖 5.2.4-3 分析地層初始應力分布圖

Figure 5.2.4-3 Initial stress distribution of analysis strata

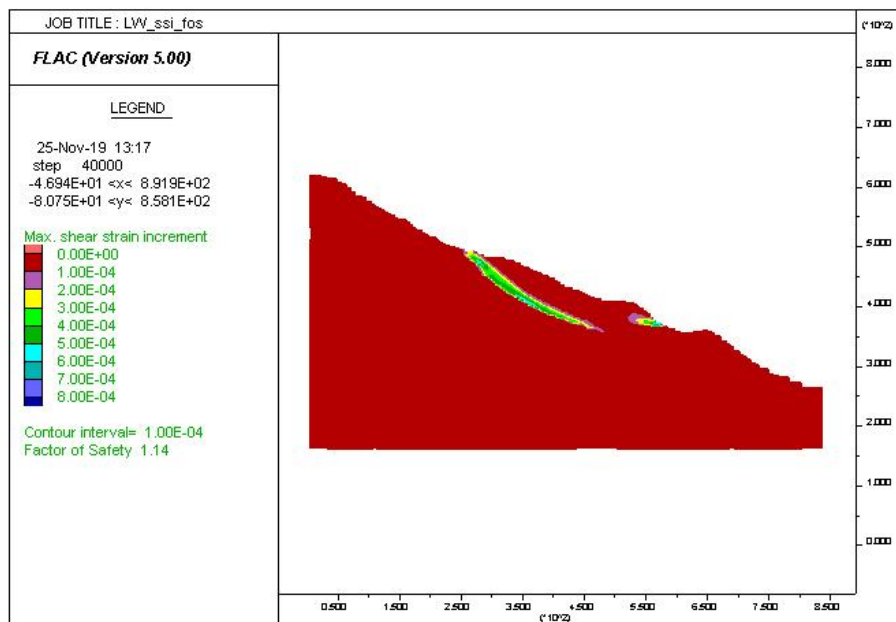


圖 5.2.4-4 常時水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖

Figure 5.2.4-4 Possible sliding and shear strain distribution at normal groundwater level

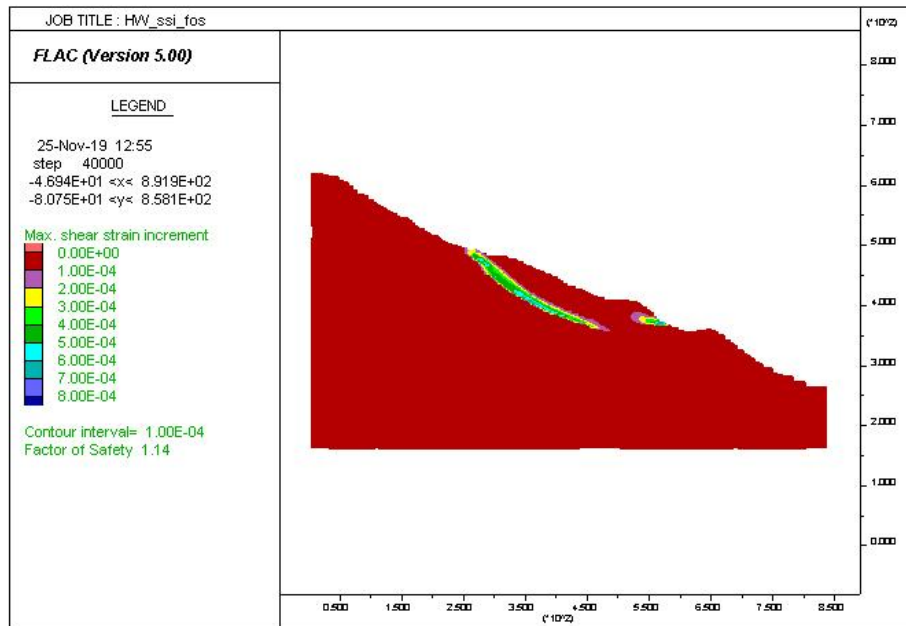


圖 5.2.4-5 高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖

Figure 5.2.4-4 Possible sliding and shear strain distribution at high groundwater level

(4) 邊坡潛變分析成果

針對 D007 剖面邊坡考量其潛在之潛變問題，除新鮮岩盤潛變參數採經由岩心試驗結果外，崩積層破碎岩盤潛變參數因本階段並未進行試驗，因此除參考中興社之研究結果(1994)，並以目前 D007 剖面之 TDR 監測資料進行反算推估，經反算分析(潛變 1 年)其水平變位分布如圖 5.2.4-6 所示，整體變位集中於崩滑體及部分風化岩層，大致與現況相符，因此以此參數進行 5 年之邊坡潛變位移分析，其分析結果水平變位分布如圖 5.2.4-7 所示，顯示邊坡水平位移約為 4 cm，另圖 5.2.4-8 顯示 D007-1W、D007-2T、D007-3T 監測孔位因潛變所造成之位移變化趨勢。

D007-1W、D007-2T、D007-3T 孔口推估潛變位移隨時間變化曲線如圖 5.2.4-9 所示，分析成果顯示其一次潛變階段約在荷載後 200 天左右結束，D007-1W、D007-2T、D007-3T 一次潛變速率分別約為 11.9 mm/年、20.5 mm/年、22.5 mm/年，其後維持在二次潛變階段，D007-1W、D007-2T、D007-3T 二次潛變速率分別約為 1.8 mm/年、3.6 mm/年、4.1 mm/年。上述分析結果可由後續觀測數據進行回饋分析及驗證。

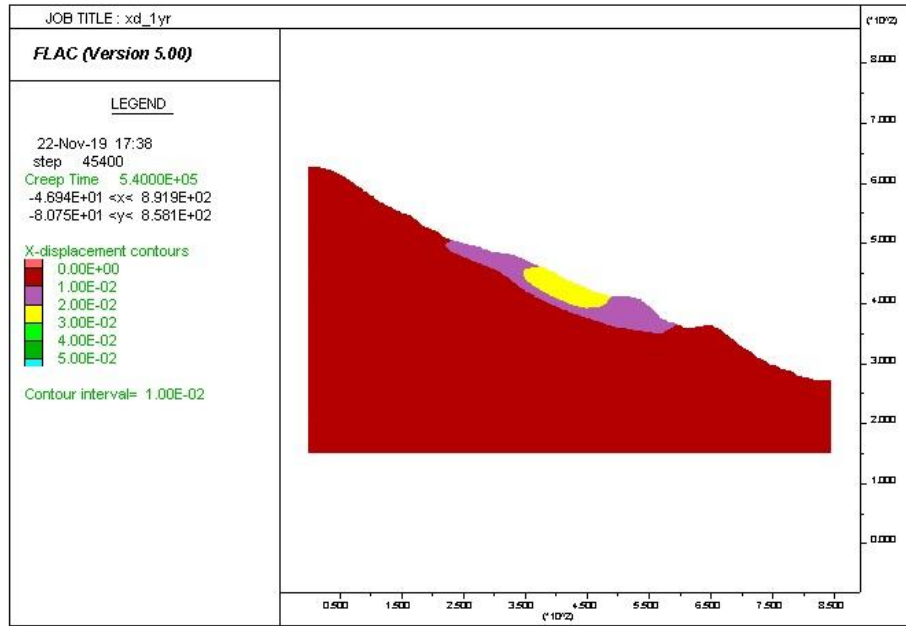


圖 5.2.4-6 D007 梵梵場址邊坡潛變分析(目前狀況)之水平位移分布圖
 Figure 5.2.4-6 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis (current condition)

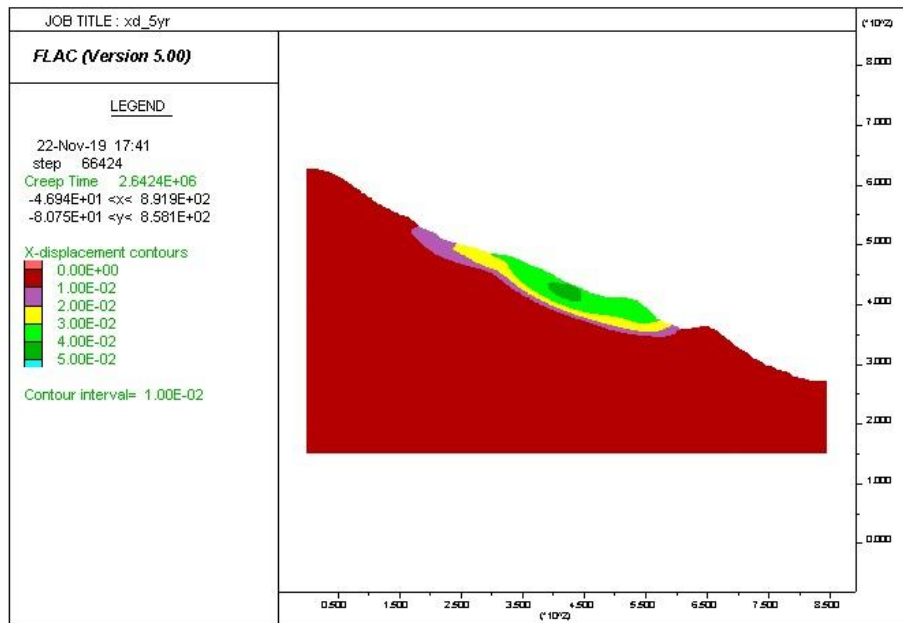


圖 5.2.4-7 D007 梵梵場址邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖
 Figure 5.2.4-7 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis (5 years)

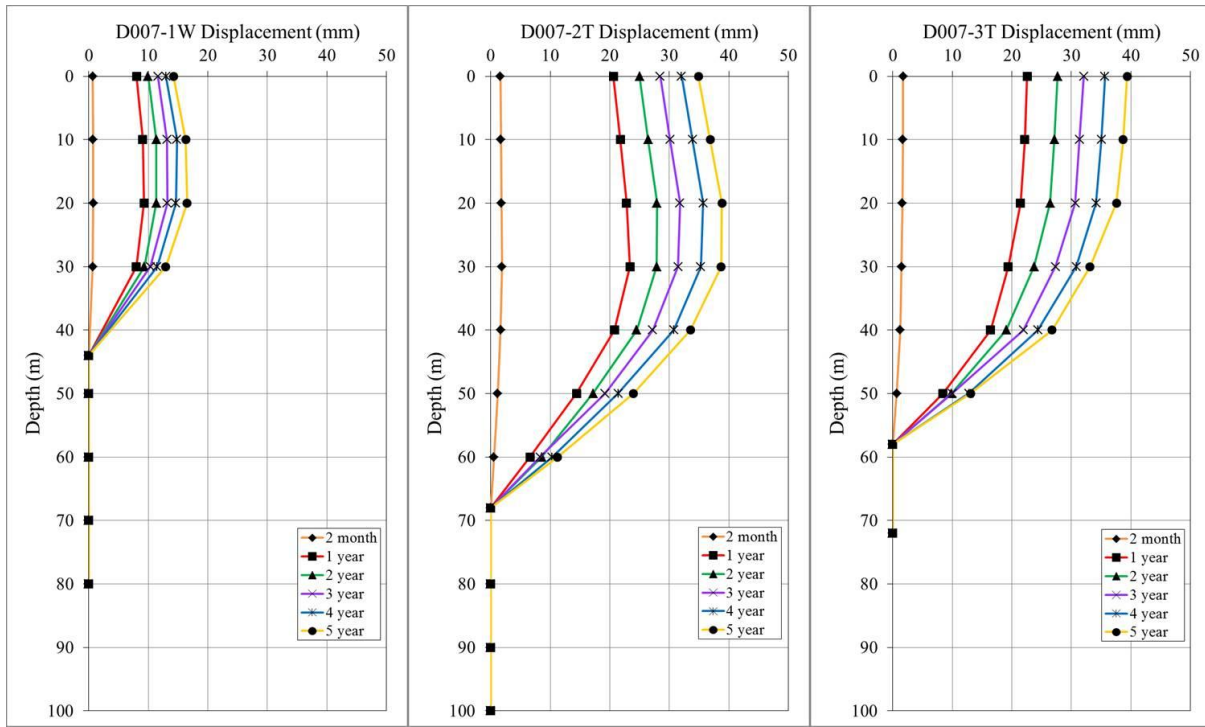


圖 5.2.4-8 108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 断面推估潛變位移變化圖

Figure 5.2.4-8 Displacement estimation of slope creep

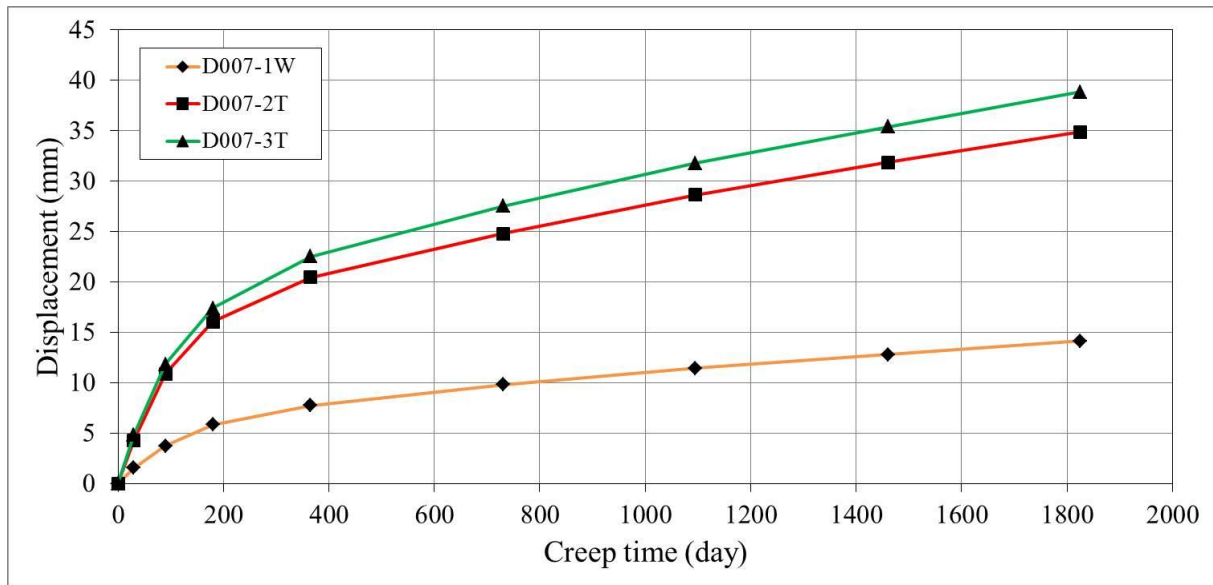


圖 5.2.4-9 D007-1W、D007-2T、D007-3T 孔口推估潛變位移隨時間變化圖

Figure 5.2.4-9 Variations of displacement estimation of borehole creep with time

5. 破壞情境模擬下坡影響範圍

為釐清崩塌地破壞後所造成的土砂運移行為及堆積範圍，本計畫利用現地鑽探調查與相關力學試驗分析成果，由於分析結果顯示潛在滑動塊體材料為岩盤上之崩積層(岩屑崩滑)，依據災害適用類型，採 RAMMS 數值模擬軟體(岩體滑動則以 PFC 模擬)，以了解災後潛在影響範圍及重要設施保全分析，進而提供整體監測治理方案之規劃依據。本節之土砂運移分析首先將現地調查覆核後之山崩微地形特徵，判釋圈繪其滑體範圍，再將前節中所採用二維穩定分析所得之潛在崩滑(不穩定)深度，以模擬關鍵滑動(崩落)塊體之深度與面積(由山崩微地形判釋圈繪而得)，進一步輸入至數值模擬供初始建模使用。

RAMMS 數值模擬程式為瑞士聯邦森林、雪與景觀研究所(WSL, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research)所開發。其前身為 1998-2000 年所發展之 Aval-1D 與 Aval-2D 模式，並於 2005 年整合各模組成為 RAMMS 數值模擬軟體(包含崩塌與土石流、落石模組)。RAMMS 崩塌與土石流模組採用 Voellmy-Salm 連續體模式作為理論基礎(Salm, 1993; Voellmy, 1955)，模式中 x 與 y 分別為塊體沿地形表面移動之平面坐標，其任意點對應法線方向之高程為 $z(x, y)$ 。三維之重力加速度向量與時間項定義為 $g=(g_x, g_y, g_z)$ 與 t 。運動塊體於非穩態(unsteady)與非均勻(non-uniform)流況下以流動深度 $H(x, y, t)$ 及平均速度 $U(x, y, t)$ 作為計算特徵值。上游料源區之初始堆積深度與範圍可由 GIS 軟體圈繪圖資輸入，Voellmy-Salm 模式之質量守恆方程式(mass balance equation)如下(Christen et al., 2010; Hussin et al., 2012)：

$$\partial_t H + \partial_x (HU_x) + \partial_y (HU_y) = Q(x, y, t) \quad \text{式(5.2.5-1)}$$

式(5.2.5-1)中， U_x 與 U_y 分別為 x, y 軸上之速度； $Q(x, y, t)$ [m/s] 為質量來源，或稱為捲增率(entrainment rate； $Q > 0$)或堆積率(deposition rate； $Q < 0$)。另 x, y 方向之深度平均動量守恆方程式(depth-averaged momentum balance equation)可表示為式(5.2.5-2)以及式(5.2.5-3)。

$$\partial_t (HU_x) + \partial_x (c_x HU_x^2 + g_z k_{a/p} H^2 / 2) + \partial_y (HU_x U_y) = S_{gx} - S_{fx} \quad \text{式(5.2.5-2)}$$

$$\partial_t(HU_y) + \partial_y(c_y HU_y^2 + g_z k_{a/p} H^2 / 2) + \partial_x(HU_x U_y) = S_{gy} - S_{fy} \quad \text{式(5.2.5-3)}$$

式(5.2.5-2)以及式(5.2.5-3)中， c_x 與 c_y 為取決於地形 DEM 的形狀因子； $k_{a/p}$ 為土壓力係數。上兩式中 x 與 y 方向的重力加速度項如

$$S_{gx} = g_x H \quad \text{式(5.2.5-4)}$$

$$S_{gy} = g_y H \quad \text{式(5.2.5-5)}$$

另 x 與 y 方向之摩擦項為

$$S_{fx} = n U_x [\mu g_z H + (g \|U\|^2) \zeta] \quad \text{式(5.2.5-6)}$$

$$S_{fy} = n U_y [\mu g_z H + (g \|U\|^2) \zeta] \quad \text{式(5.2.5-7)}$$

式(5.2.5-6)以及式(5.2.5-7)中， $n U_x$ 與 $n U_y$ 為 x 與 y 方向速度單位向量。Voellmy-Salm 模式之總體摩擦阻力(total basal friction coefficient)可分為與速度無關之乾燥庫倫摩擦係數(μ , dry-Coulomb friction coefficient；底床摩擦係數)與速度相依之紊流黏滯係數(ζ , turbulent friction coefficient or Chezy coefficient)。前者主控崩滑土體之滑動距離(runout distance)，後者則影響崩滑運動歷程時間。RAMMS 可針對不同回歸週期與崩塌材料體積給定合適之建議參數，其模擬區域亦可從微地形判釋所圈繪之邊界及相關地文資訊，合理地調整計算範圍以加速模擬運算時程。本軟體適用於岩屑崩滑、坡面型土石流及溪流型土石流等災害。

經篩選後，D007 梵梵場址計有一處高潛勢重點邊坡可能於地震情境下發生破壞，高潛勢重點邊坡數值模擬參考本計畫現地岩心鑽探取樣之相關試驗資料，以提供廠區內崩塌地數值模擬材料參數設定依據。在情境分析方面，由於前節中對各項災害情境之穩定性分析結果指出，當地震情境下，D007 梵梵場址分析剖面之坡腹處有一處關鍵塊體可能發生崩積層破壞，滑動塊體之滑動深度約 37.8m；如表 5.2.5-1 所示，其相關數值模擬參數皆由本計畫試驗取得。本小節將對該兩處進行破壞後之影響範圍數值模擬，評估其對於下游保全對象之危害及溢淹範圍。

本節之模擬將以上述情境分析所獲得之崩塌地長度及厚度進行 RAMMS 分析時之初始量體。其餘之 RAMMS 模擬輸入參數如表 5.2.5-2 所示，模擬輸入之地形以業主提供之 6 m 精度光達地形進行模擬，崩塌模擬

材料單位重與摩擦角均取自室內力學試驗值。而紊流黏滯係數(ζ)則依 RAMMS 手冊與 Schraml et al. (2015)歸納之量體分級建議合理給予輸入量值。RAMMS 模擬終止時間則以模擬任意步階之瞬時動量小於最大動量之 5%，即停止計算視為崩塌運動終止。

表 5.2.5-1 D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境

Table 5.2.5-1 Numerical simulation scenario of D007 Fanfan site

分析情境	關鍵塊體	分析 FS	崩塌地長度(m)	平均厚度(m)
地震	D007	0.968	318.2	37.8

表 5.2.5-2 D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表

Table 5.2.5-2 Material property and terrain data of D007 Fanfan site for RAMMS simulation

輸入參數	關鍵塊體
地形精度(m)	6
模擬面積(A, m ²)	43,377
模擬深度(h, m)	37.8
模擬崩塌量體(V, m ³)	1,639,650
單位重(γ , kN/m ³)	21.09
摩擦角(ϕ , deg.)	30
紊流黏滯係數(ζ , m/s ²)	600*
凝聚力(kPa)	10

*RAMMS 手冊建議 ζ 值：顆粒流類型(100-200 m/s²)；流體化崩塌(200-1,000 m/s²)。Schraml et al. (2015)歸納崩塌土砂量體大於 10⁶ m³，其 ζ 值介於 200-1000 m/s²。本例取其平均值 600 m/s²。反之，小於崩塌土砂量體小於 10⁶ m³，其 ζ 值介於 200-500 m/s²。

RAMMS 模擬 D007 梵梵場址關鍵塊體崩塌歷程圖如圖 5.2.5-1 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 5,990 秒(99.8 分)。由地形貌得知該塊體為研究區東南側潛在岩體滑動坡腹處，受地震情境破壞下，於模擬崩塌初期該關鍵塊體將從東南側坡向朝重力方向潰散坍塌，邊坡上的主要崩塌於破壞起始後 100 秒抵達蘭陽溪。滑動方向最低處為坡趾處的蘭陽溪中游溪床，坍塌後土砂堆積前緣(下游處)距離 D007 梵梵場址坡趾約 600 m。圖 5.2.5-2 為 D007 梵梵場址關鍵塊體崩塌最終堆積範圍圖，本情境之最大坍塌堆積深度約 46 m(關鍵塊體坡趾處)，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 5.7 m。蘭陽溪內最深土砂堆積區為河道溪床上之人為開墾農地，深度約達 7.5 m，在不考慮溪水沖刷的情況下，滑動後之土砂擴散影響範圍甚廣(面積約 647,153 平方公尺，約 64.7 公頃；以土砂堆積深度 >6 cm 計算)，土砂堆積長度約 1.43 km，堆積於坡趾鄰近處之西側河道(左岸)上。本塊體堆積區鄰接蘭陽溪中游段有施作防砂設施(攔沙壩與固床工)，具有導流作用，當關鍵塊體滑動後，土砂會延著既有蝕溝運移至蘭陽溪左岸並開始堆積，因地形因素，D007 梵梵場址西南處稜線凸出插入蘭陽溪河道，形成內凹地形，導致蘭陽溪河床上游處堆積深度較下游處深，上游堆積深度約為 8.2 m，下游堆積深度約為 5.5 m。圖 5.2.5-3 則為 D007 梵梵場址關鍵塊體崩塌歷程中各網格內最大速度等值圖，因關鍵塊體所在位置與溪床落差約 50 m，模擬成果呈現最大崩滑速度出現於崩塌初期($V=6.0-17.3$ m/s)，因關鍵塊體下方存在蝕溝地形，坍塌過程中土砂運移延蝕溝至蘭陽溪後，因本段蘭陽溪溪床坡度較為平緩，故土砂遞移速度隨運移距離增加而逐漸降低，崩滑速度逐漸遞減($V<1.8$ m/s)。RAMMS 模擬結果說明於地震情境下，關鍵塊體崩塌土砂進入蘭陽溪之時間約為崩塌發生後 100 秒，此後土砂則呈現緩慢流動，逐漸向上游及下游擴散，運移速度皆小於 2 m/s，直至土砂動能趨緩而停止。

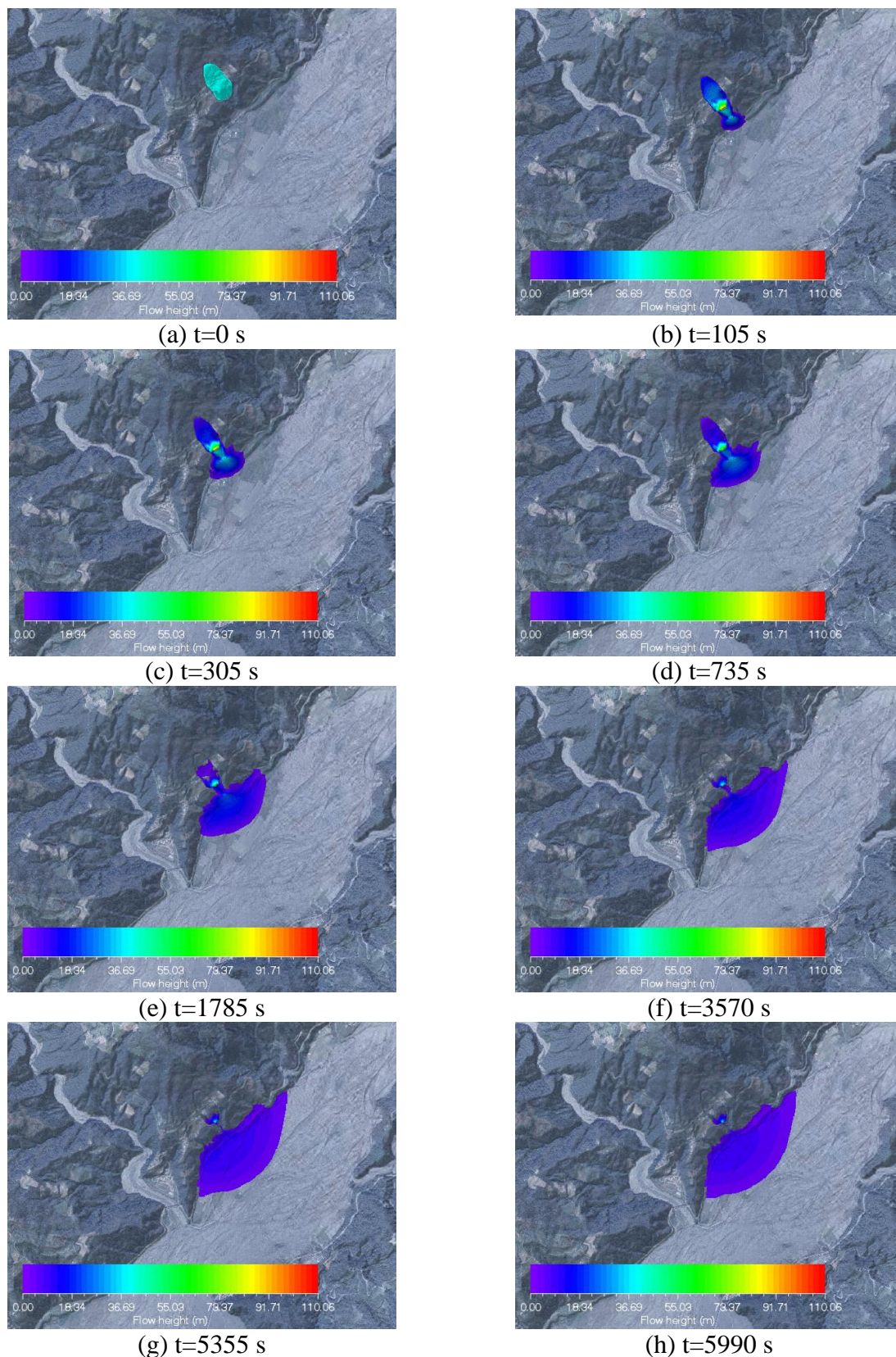


圖 5.2.5-1 D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬歷程圖

Figure 5.2.5-1 The flow height of RAMMS simulation for different time series in D007 Fanfan site

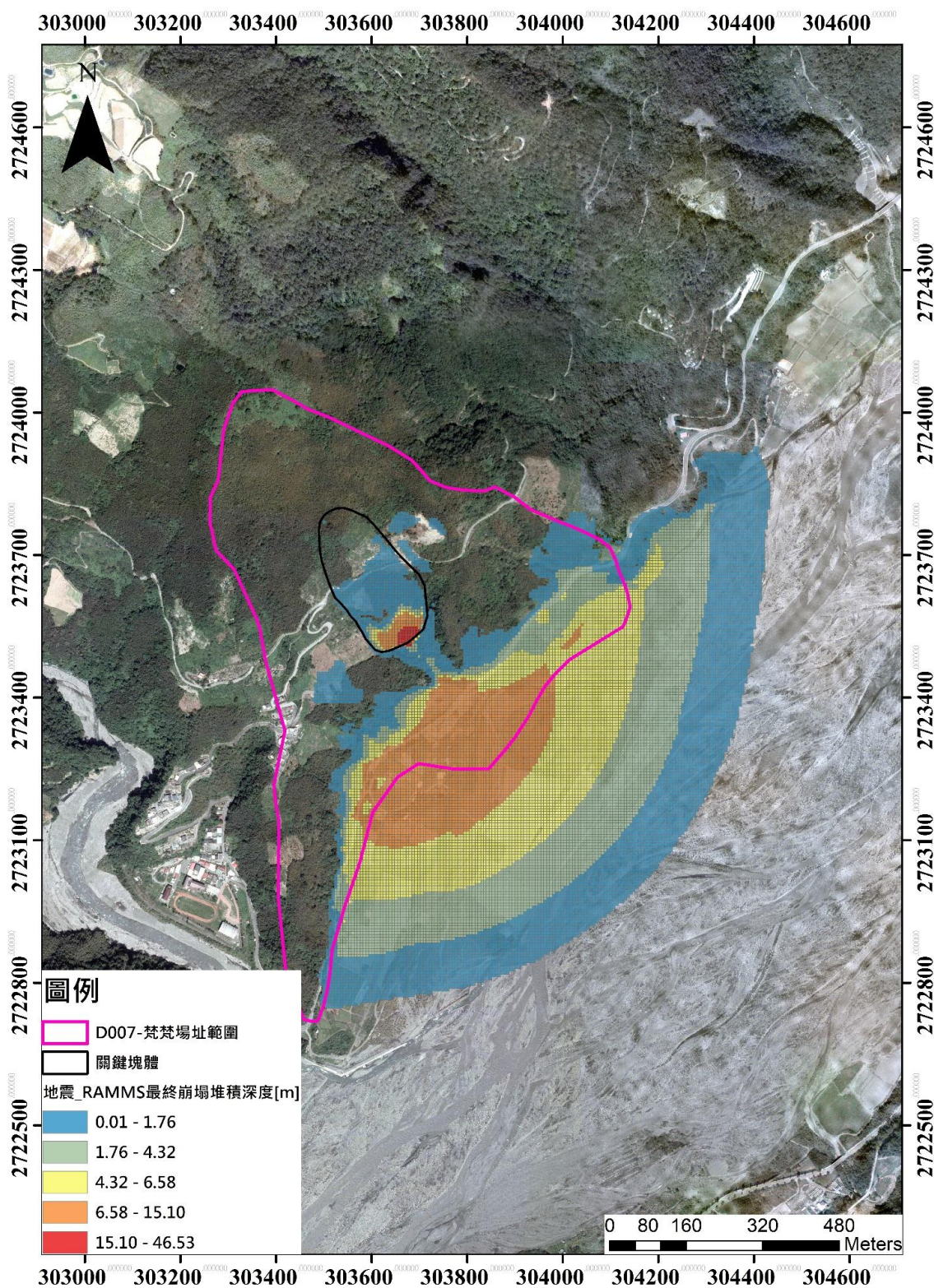


圖 5.2.5-2 D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬堆積圖

Figure 5.2.5-2 The final deposition height of RAMMS simulation in D007 Fanfan site

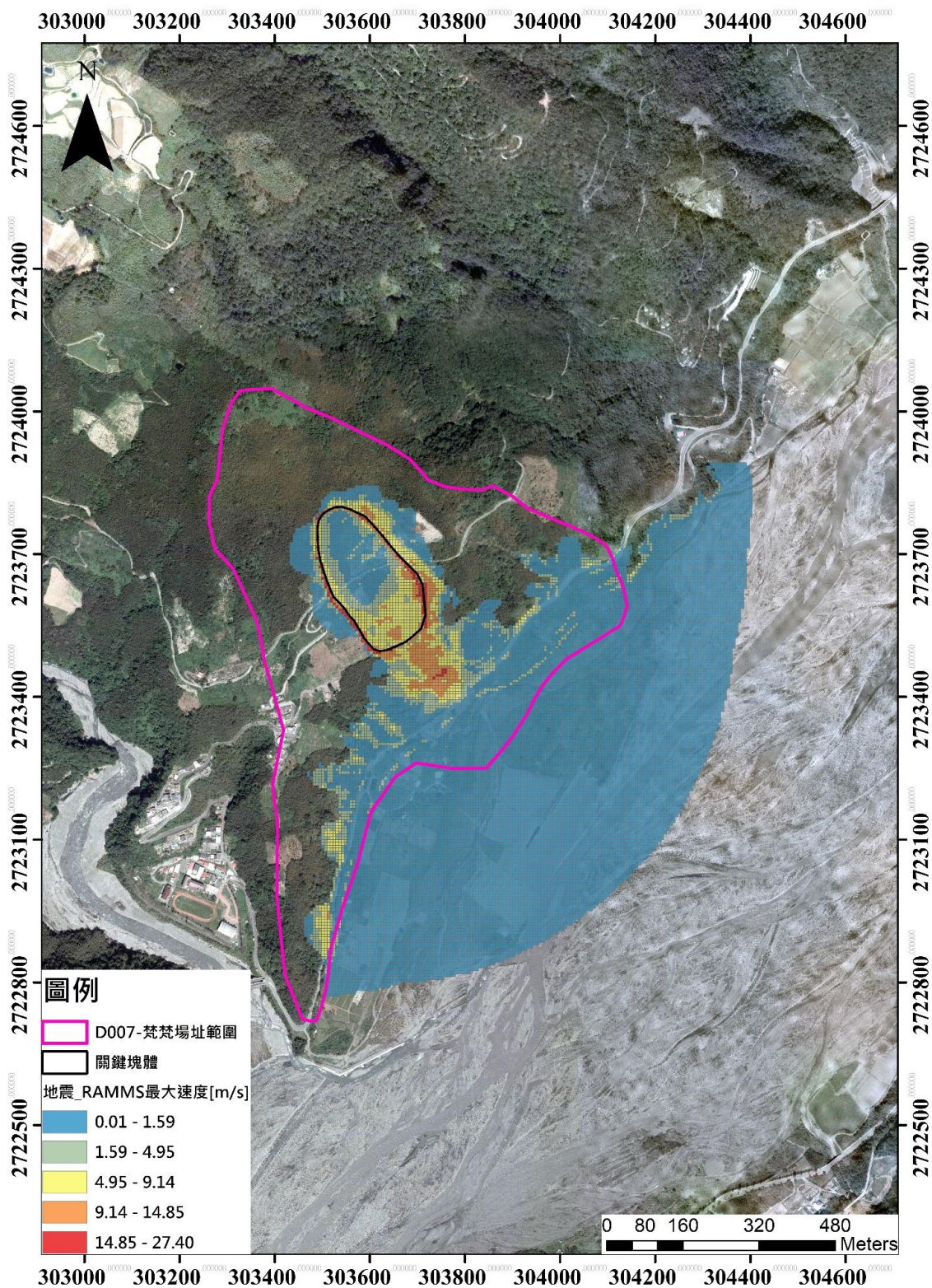


圖 5.2.5-3 D007 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖

Figure 5.2.5-3 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in D007 Fanfan site

六、車心崙場址持續觀測及回饋分析

(一) 背景概述

圖 6.1-1 為去(107)年度 D008 車心崙場址的地表地質圖，調查評估成果顯示車心崙場址可分為三區崩滑塊體(分別為 A 區、B 區及 C 區)，滑動方向大致朝向東南，但三區崩滑方向略有不同。透過 4 孔地質鑽探(總深度為 312 公尺)的岩芯研判此場址之地層可區分成七層，由老至新依序為十六份頁岩(Kcs)、砂岩層 1(SS1)、砂岩偶夾頁岩(SS-SH)、砂岩層 2(SS2)、砂岩與頁岩薄互層(SS/SH)、崩滑體(LM)、土壤層。

車心崙場址建置三大類的觀測系統，如：(1)地表量測系統，包含近三百筆的 RTK 觀測點及一條全測站量測剖面；(2)地下觀測系統，包含兩孔 TDR 剪動監測纜(107-D008-2T 及 107-D008-3WT)、一處淺層含水量觀測站(107-D008-C01，鄰近 107-D008-3WT)、兩孔水位觀測井(107-D008-3WT 及 107-D008-4W)；(3)地動觀測系統，包含三部地動感震器(107-D008-V01 至 107-D008-V03)。

車心崙場址所進行之室內試驗包含有：(1)土壤壓力鍋試驗、(2)土壤一般物理性質試驗、(3)土壤直接剪力試驗、(4)岩石一般物理性質試驗、(5)岩石弱面直接剪力試驗、(6)岩石單壓試驗、(7)岩石彈性試驗、(8)岩石潛變試驗等。彙整各項現地調查、室內試驗、既有報告等資料，去(107)年度計畫採用之簡化地層參數如表 6.1-1 所示。

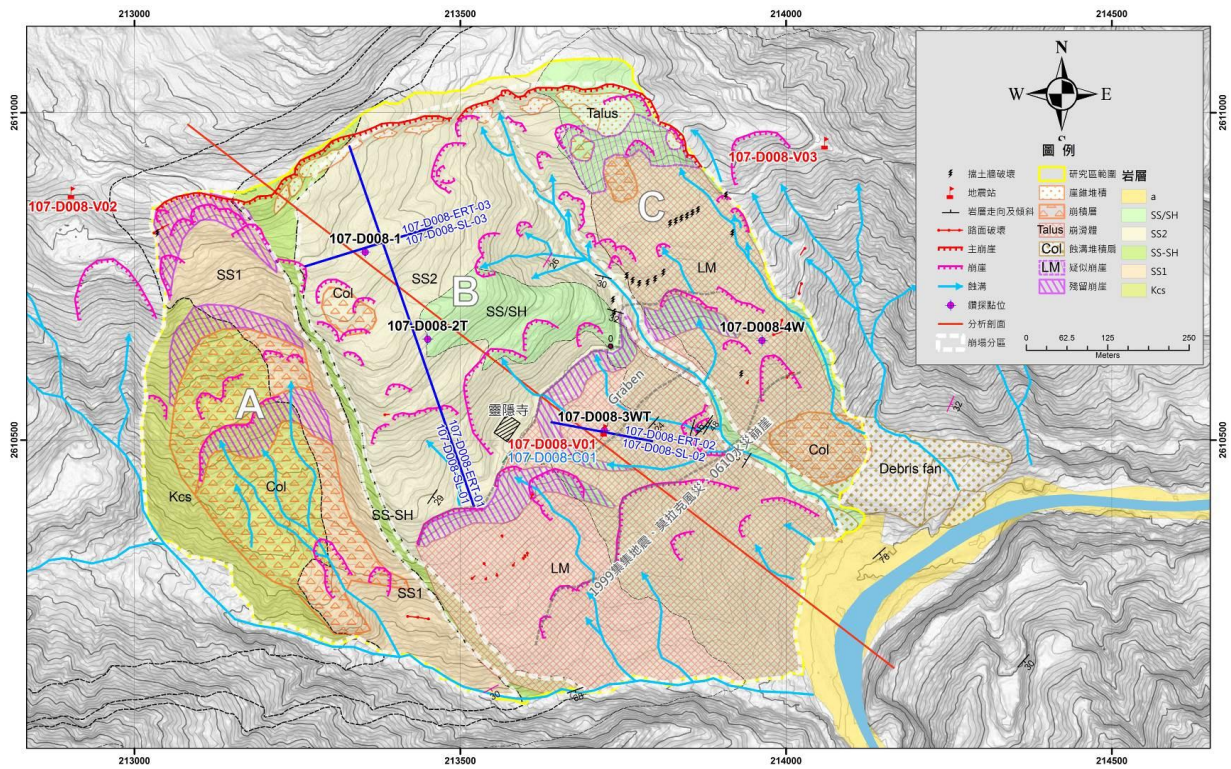


圖 6.1-1 D008 車心崙場址地表地質圖

Figure 6.1-1 Surface geological map of D008 Chexinlun site

表 6.1-1 D008 車心崙場址簡化地層參數表

Table 5.2.1-1 Simplified strata parameter table of D008 Chexinlun site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)	透水係數* (m/s)
土壤層	1.92	9	27.5	1.0×10 ⁻³
風化岩層	2.55	357	30.0	1.0×10 ⁻⁶
砂岩層 2	2.61	1604	48.0	7.5×10 ⁻⁵ ~3.0×10 ⁻³
砂岩夾頁岩層	2.6	689	33.2	9.79×10 ⁻⁷ ~6.07×10 ⁻⁵
砂岩層 1	2.61	1604	48.0	7.5×10 ⁻⁵ ~3.0×10 ⁻³
十六份頁岩	2.58	1500	40.0	-
崩滑體	2.39	130	33.0	3.74×10 ⁻⁶ ~6.07×10 ⁻⁵

註 1：透水係數範圍及說明摘錄自去(107)年度成果報告內容。

(二) 車心崙場址持續觀測成果

1. 地表觀測成果

車心崙 D008 崩塌區於 108 年 4 月 10 號、7 月 9-10 日與 11 月 14-15 日進場測量。測線規劃如圖 6.2.1-1 所示，量測結果如圖 6.2.1-2 與圖 6.2.1-3 所示，並沒有明顯位移變化與趨勢。

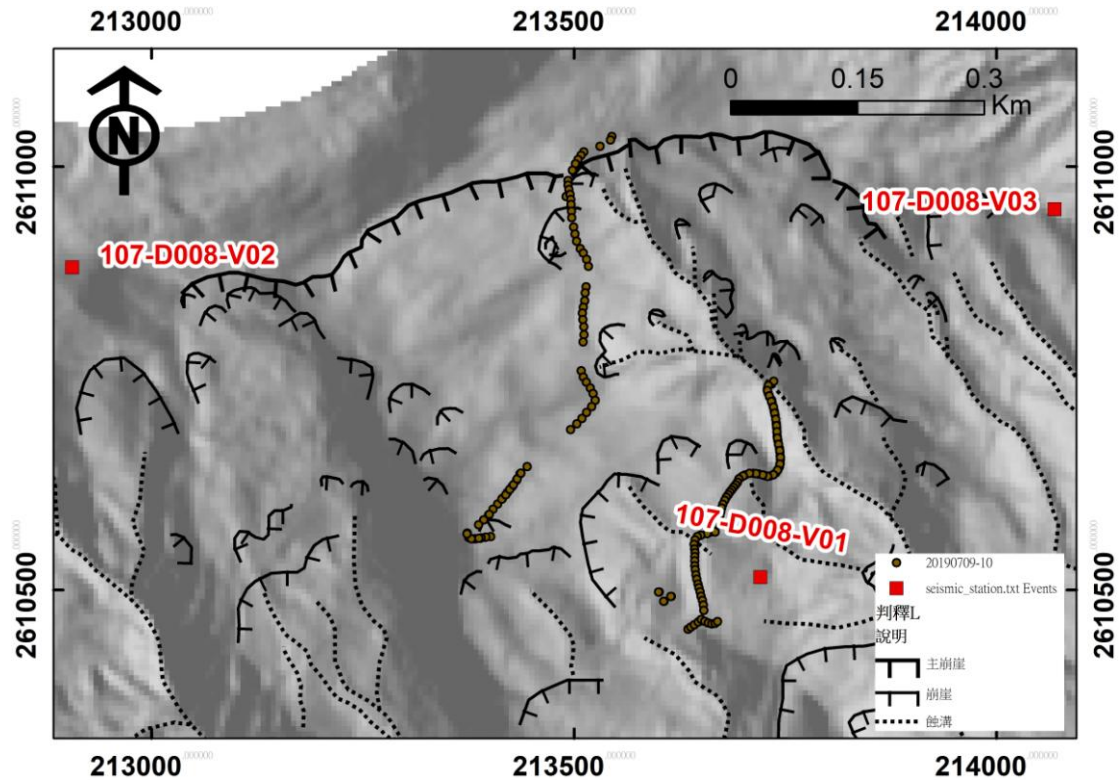


圖 6.2.1-1 車心崙場址量測測線配置圖。

Figure 6.2.1-1 The measurement points of Chexinlun

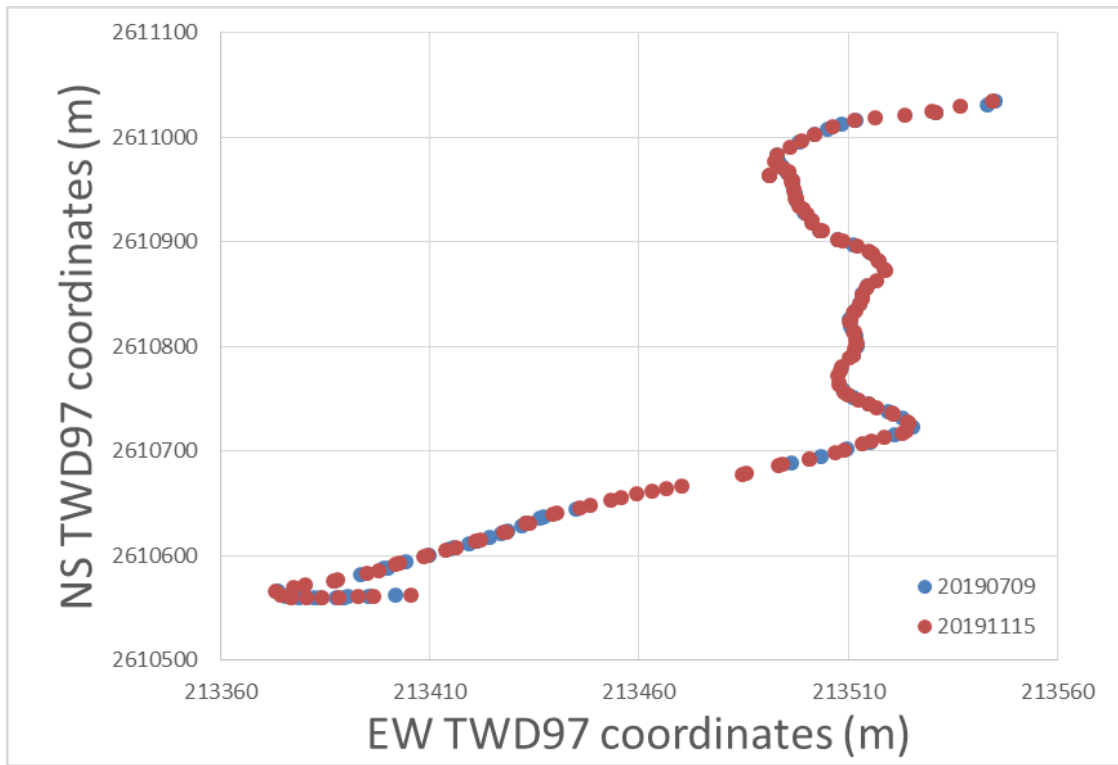


圖 6.2.1-2 車心崙北段場址量測點位之水平分佈圖。

Figure 6.2.1-2 The distribution map of measurement points in the northern part of Chexinlun

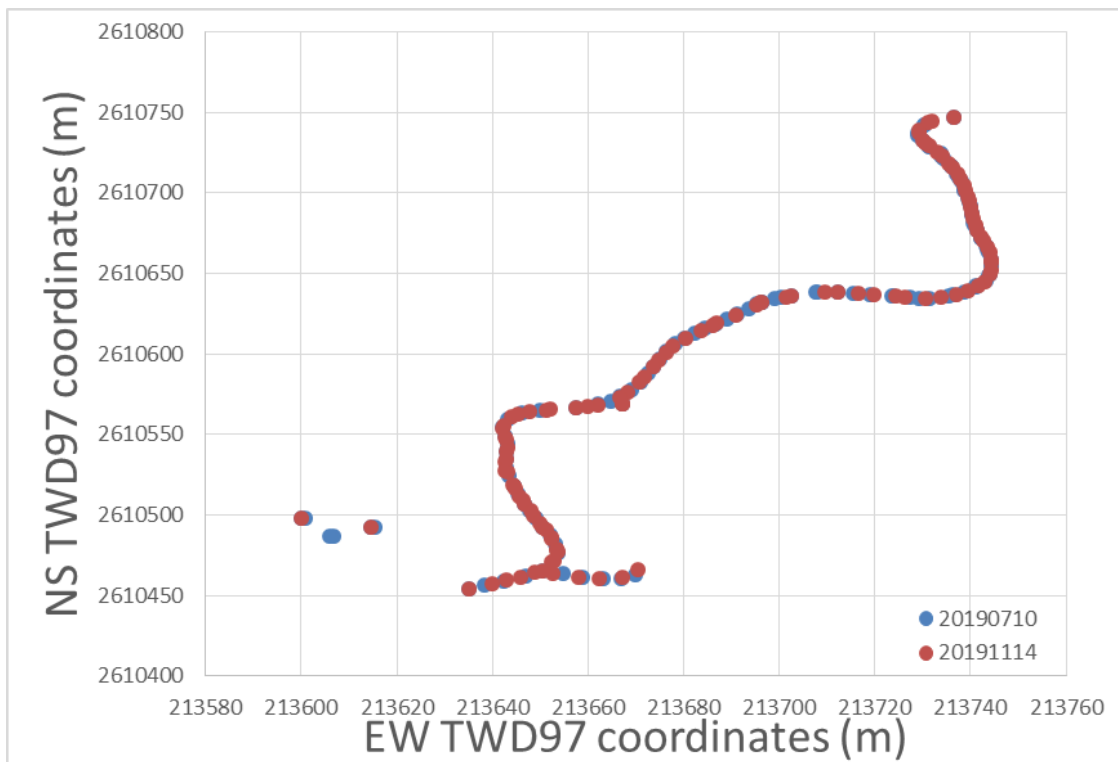


圖 6.2.1-3 車心崙南段場址量測點位之水平分佈圖。

Figure 6.2.1-3 The distribution map of measurement points in the southern part of Chexinlun

2. 地下觀測成果

(1) TDR 坡地地體剪動監測

TDR 剪動監測纜安裝於 107-D008-2T 以及 107-D008-3WT 兩處，分別於民國 107 年 8 月 9 日及 107 年 7 月 27 日設立初始值，圖 6.2.2-1 為 107-D008-2T 孔位至 108 年 11 月 18 日之監測資料，圖 6.2.2-2 是 107-D008-3WT 孔位至 108 年 11 月 18 日之監測資料。此兩處監測深度分別是 64m 及 88m，在各波形圖中波形末端極大正反射為纜線底端斷路所產生的終端反射，另進一步觀測並判讀各時每筆 TDR 波形是否有明顯差異變化。依至目前所收取最新的監測資料顯示，TDR 系統正常運作，TDR 纜線仍屬正常且無明顯坡體滑動跡象。

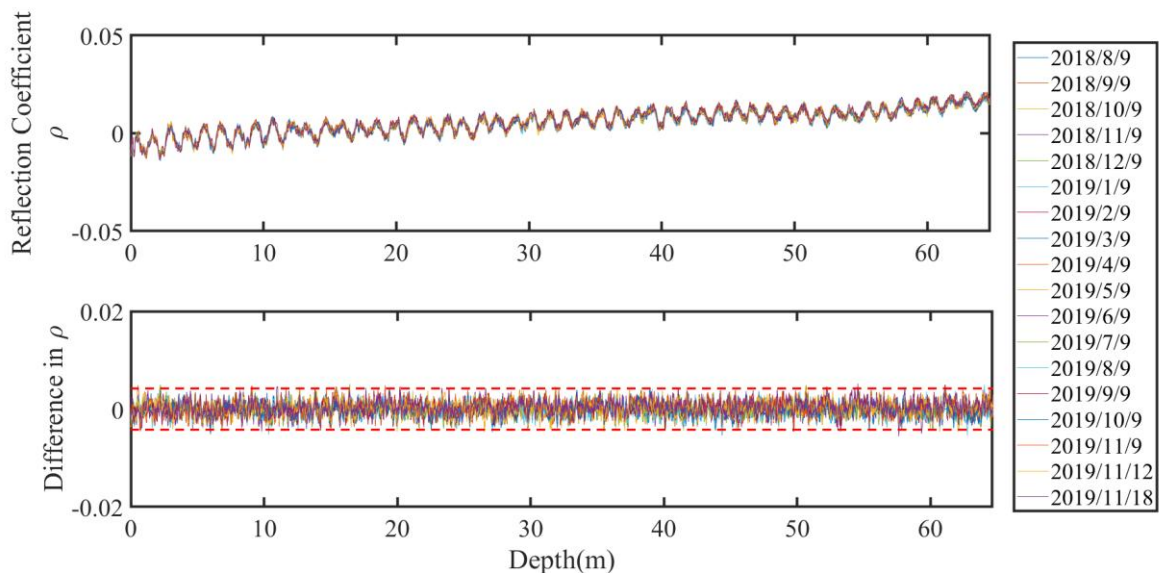


圖 6.2.2-1 107-D008-2T TDR 監測波形 (截至 108/11/18)

Figure 6.2.2-1 TDR deformation reflection signals of 107-D008-2T (updated until 2019/11/18)

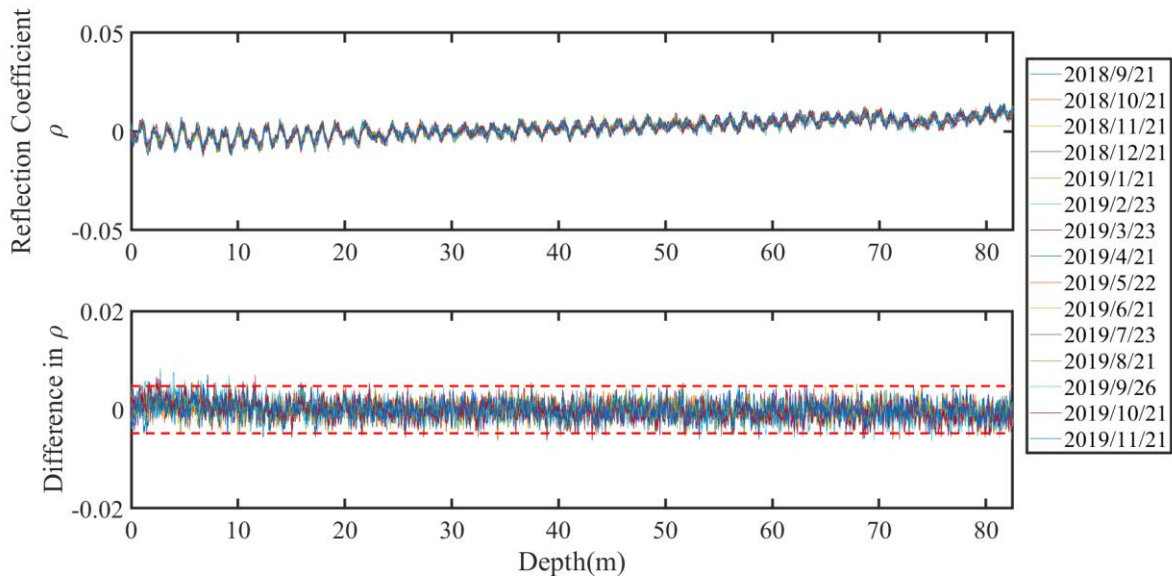


圖 6.2.2-2 107-D008-3WT TDR 監測波形(截至 108/11/21)

Figure 6.2.2-2 TDR deformation reflection signals of 107-D008-3WT (updated until 2019/11/21)

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測於車心崙規劃裝設於 107-D008-3WT TDR 剪動監測纜線及水位監測孔附近，且將其監測資料回傳至自動化監測主機，再傳送至雲端伺服器。考量其含水量量測準確度以及經濟效益，本計畫安裝 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 並依不同深度同時監測。含水量感測器已於 107 年 5 月 15 日安裝完成，在系統測試後於 107 年 7 月 27 日開始監測。本場址含水量監測在距離 107-D008-3WT 約 4 公尺處裝設 4 只感測器，深度分別為 0.5 公尺、1.0 公尺、1.5 公尺及 2.0 公尺。本次淺層含水量監測報告更新至 108 年 11 月 21 日，而監測數據如圖 6.2.2-3 曲線圖所示。107 年年末到 108 年 3 月期間未有顯著降雨，發現淺層含水量變化幅度較深層含水量大，且 0.5m 處之含水量下降速度因受到表層蒸散而較快反應出含水量下降。其後也於 108 年數場降雨事件發現，越淺層之含水量會提前反應出降雨入滲影響，淺層含水量上升與下降之時間都較早且對降雨入滲之反應也較為敏感。

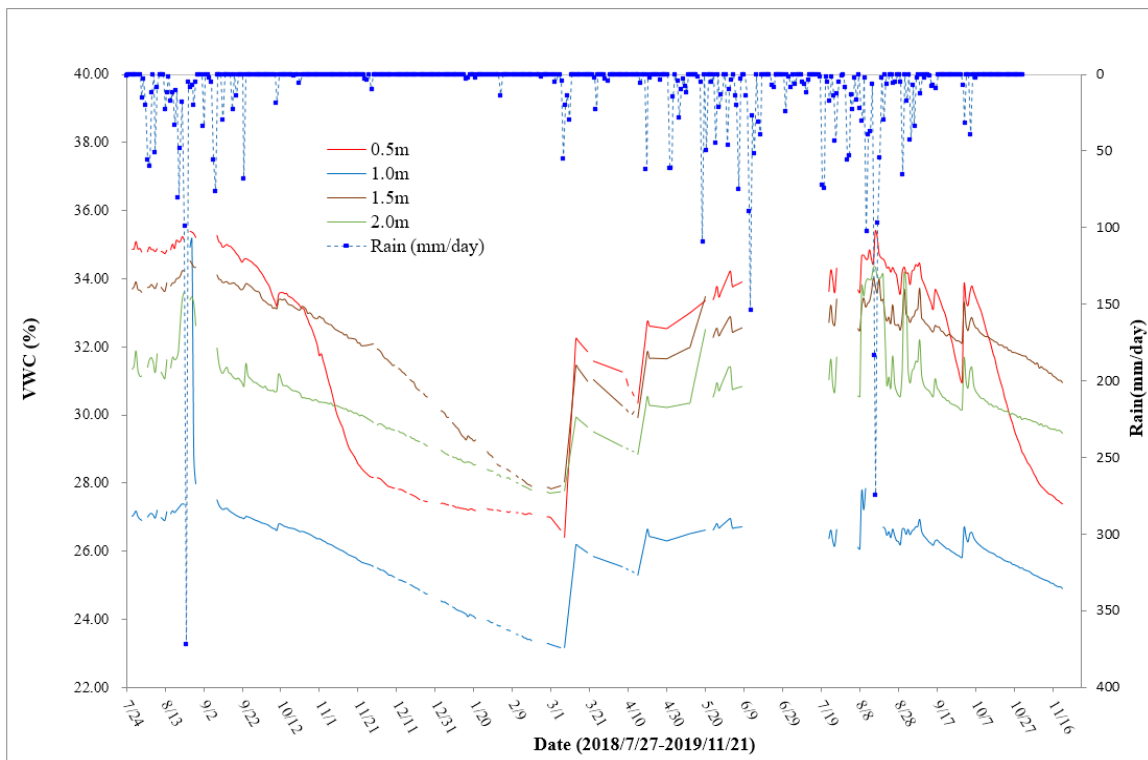


圖 6.2.2-3 107-D008-3WT 土壤體積含水量變化曲線圖(截至 108/11/21)

Figure 6.2.2-3 Historical record of soil volumetric water content of 107-D008-3WT (updated until 2019/11/21)

(3) 水位觀測

本計畫經現地鑽探過程及井測調查成果研判，107-D008-3WT 鑽井水位量測深度為 50 公尺、107-D008-4W 鑽井水位量測深度為 83 公尺，以觀測單井水位資訊。於觀測儀器選用上，本計畫採用 Heron dipper logger NANO 自計式水壓計進行水位紀錄，現安場裝孔位位於 107-D008-3WT 以及 107-D008-4W。監測頻率一小時一次，視實際分析需求進行調整。水壓計已分別於 107 年 7 月 24 日及 107 年 8 月 9 日安裝完成並每日每時計讀，而最新資料更新至 108 年 11 月 18 日，其水位逐時監測曲線如圖 6.2.2-4 及圖 6.2.2-5 綠色曲線所示，而橙色曲線則為雨量數據。

比對較顯著之各個降雨事件，發現二孔之地下水位面上升速度與幅度有較大差異，其中 107-D008-3WT 和 107-D008-4W 之地下水位面於區間最大降雨量發生後，分別在一日與四日後才提升到區間最高地下水位面。此地下水位面抬升速度差異主因為常時地下水位面之差異以及地層構造影響之入滲速度。107-D008-3WT 和 107-D008-4W 之常時地下水位面分別落在

13m-15m 和 78-81m 處，前者之垂直水流傳遞路徑比後者短 5 倍左右，因此 107-D008-3WT 的地下水位面比 107-D008-4W 更早提升。

地下水位對於降雨之變化速度也會因地層狀況而有不一樣的入滲速度。岩心圖顯示 107-D008-3WT 在常時地下水位面以上之地層為崩積層以及充滿剪裂帶之砂岩與頁岩薄互層，其垂直入滲速度較快。另 107-D008-4W 之常時地下水位面以上之地層多數為砂岩層以及在淺層有人工鋪層，其砂岩層之剪裂帶分多段但剪裂帶之間相對不連續，導致其入滲速度相對慢，再加上其常時地下水位面較深，使得降雨後需要更多時間才能反應出同一場降雨事件。

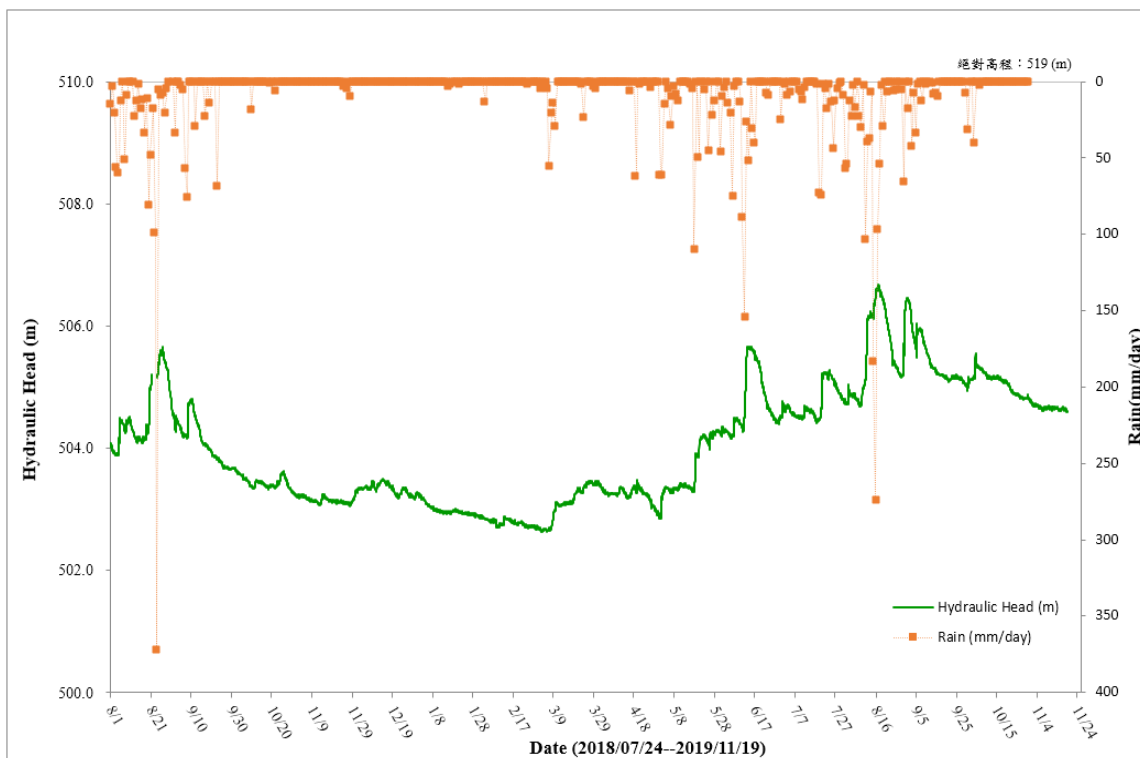


圖 6.2.2-4 107-D008-3WT 水位面高程變化逐時曲線圖 (截至 108/11/19)

Figure 6.2.2-4 Historical hourly record of groundwater table elevation of 107-D008-3WT (updated until 2019/11/19)

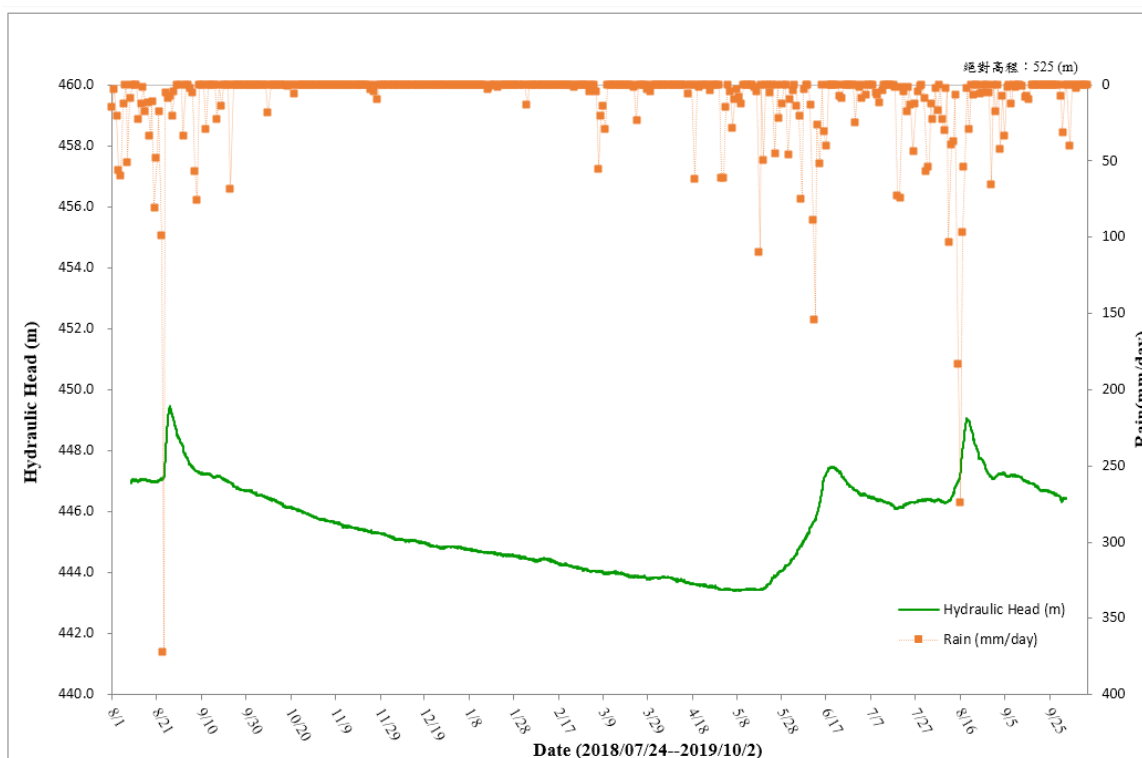


圖 6.2.2-5 107-D008-4W 水位面高程變化逐時曲線圖(截至 108/10/02)

Figure 6.2.2-5 Historical hourly record of groundwater table elevation of 107-D008-4W (updated until 2019/10/02)

3. 地動觀測成果

因應 D008 車心崙場址下邊坡長期受河川侵蝕作用影響，過去的重大歷史事件前後航照影像亦顯示場址下邊坡有顯著的活動特徵。因此，本計畫將於 108 年計畫執行年度納入震波式河川水砂監測之技術，並將計畫場址車心崙之地動觀測成果重新歸納為以下四個重要工項：(1) 場址周遭噪訊時頻分析與河岸侵蝕定性分析、(2) 場址地震地動訊號之特徵、(3) 周遭噪訊法之自相關與交互相關函數分析、(4) 相對震波速度變化量測，依據上述四個共項成果，彙整震波式坡地場址監測技術對於 D008 車心崙崩塌坡地之活動性評估與綜合解釋。由於車心崙場址欠缺有效的剪力波波速資料，本計畫研究內容，將不進行表面波特定頻率對應之深度敏感度分析。

過去計畫執行的研究場址(106-D160 茶山與 107-D008 車心崙)多數安裝地震站於場址外圍，其中主要受控的因素及目的為：降低測站因為崩滑行為而毀損(監測成本考量)、減緩 dv/v 量測的不確定性。然而，過去使用雙站法進行 dv/v 量測卻面臨兩大問題：NCFs 函數相干性不好(受到雙站間震波傳

遞路徑過於複雜影響)、無法有多頻段的 dv/v 結果。為了釐清上述問題，本團隊於車心崙場址測站 107-D008-V01 位置(寬頻地震站)旁 2 米位置額外安裝地聲計，並新增工作項目為(5) 寬頻地震儀與地聲計訊號之比較。

(1) 場址周遭噪訊時頻分析與河岸侵蝕定性分析

本計畫共計安裝 3 部地動感震器(寬頻地震儀；CMG-6TD)，107-D008-V01 在坡地場址下邊坡崩滑體的位置，另外兩部 107-D008-V02、107-D008-V03 位置皆安裝於場址外圍(圖 6.2.1-1)。圖 6.2.3-1 顯示測站 107-D008-V03 5 月份至 8 月份的時頻分析結果，黃色框範圍內主要為海浪作用導致低頻訊號強度大、白色虛線框為每日的人為噪訊、紅色框範圍內的訊號主要貢獻來源為清水溪河川水砂作用。車心崙場址下邊坡崩滑體將持續受到河川侵蝕作用影響。此處亦為車心崙重點塊體，未來倘若可以透過水砂運動行為造成之地表振動訊號，進一步量化河川對於崩塌地坡趾侵蝕作用大小，這將是評估場址車心崙之位移活動性的非常重要資訊之一。重新檢視其餘 V01 及 V02 兩站之時頻圖，在 8 月份暴雨事件亦有明顯地動訊號增強現象(圖 6.2.3-2)。

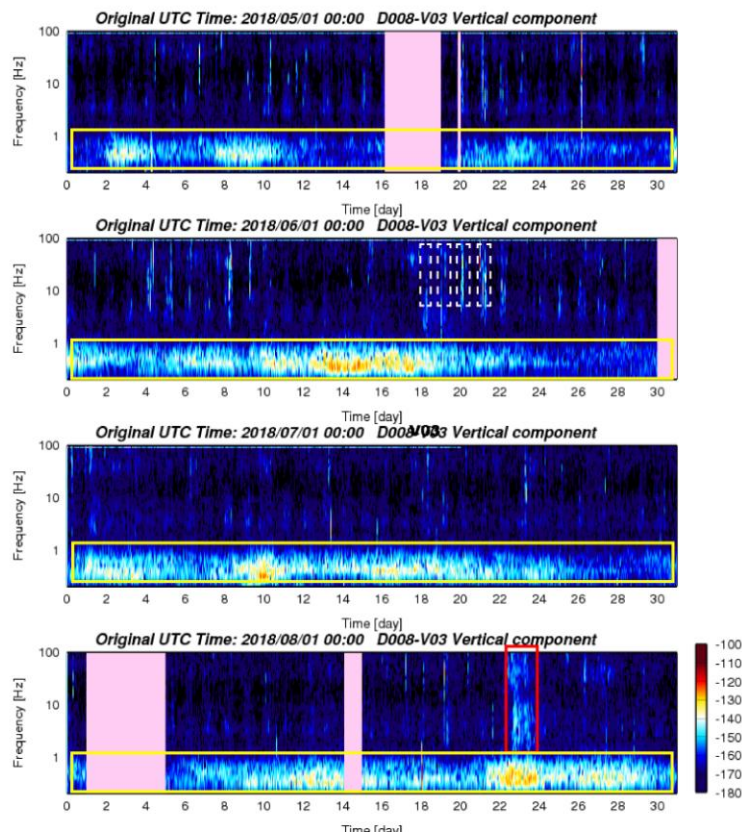


圖 6.2.3-1 車心崙場址寬頻地震站 107-D008-V03 時頻圖

Figure 6.2.3-1 Spectrograms of Station V03

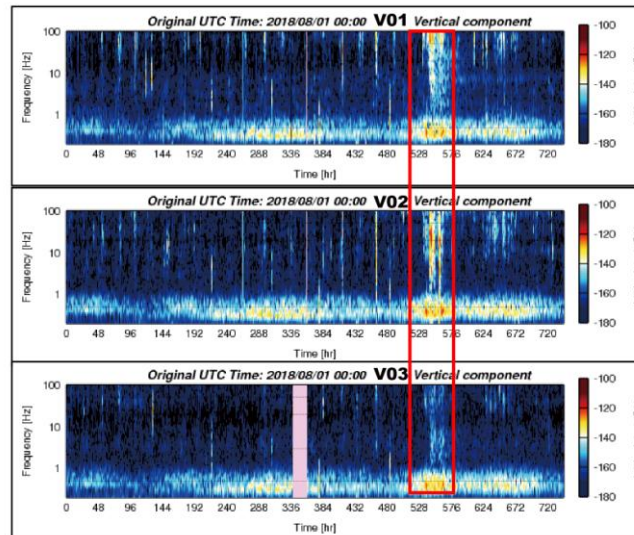


圖 6.2.3-2 車心崙場址各測站之時頻圖，紅色框為颱風期間地動訊號頻譜密度強度分佈

Figure 6.2.3-2 Spectrograms of each station located at the Chexinlun site. Red rectangle highlights the typhoon period

為了量化河川對於坡址侵蝕作用的影響，本計畫選取水利署清水溪橋水文觀測站之水位紀錄與下邊坡場址測站 V01 之 PSD 資料進行比對。清水溪橋水文站(站碼: 1510H085, 120.65647°E、23.59956°N)位置落在坡地場址約下游 1 km 處。圖 6.2.3-3 顯示 PSD 值的變化與水位資料有明顯的正相關。本計畫透過本團隊交大防災中心趙韋安教授過去應用之震波式泥砂顆粒撞擊及紊流之物理模式(Seismic Impact and Turbulent Flow Physical Model; Chao et al., 2015)，將可透過模式預估洪水時期，模擬紊流及土砂作用之理論地動訊號之頻譜特徵曲線(PSD 值隨著頻率的分佈情形)，透過調整未知參數(bedload flux, q_b)與觀測 PSD 值進行最佳擬合，求得最終 q_b 值。實際應用時，上述未知參數亦可包含水深(water depth, H)、泥砂粒徑分佈參數(本計畫使用 raised-cosine 函數進行泥砂粒徑分佈之 D_{50} , σ_g)。但是在反演問題中，使用未知參數數量越多，將會影響決定各別未知參數之逆推結果的可信度。因此，本計畫將著重於逆推 q_b 值為優先。執行模式預估之主要輸入參數可以分為兩部分，第一部分為河道與水文參數，例如河寬(width, W)、坡度(riverbed angle, θ)、泥砂粒徑組成(D_{50} , σ_g)、水深(H)、泥砂材料密度(ρ_s)；

第二部分為震波參數，例如震波速度模型參數(α, v_{c0})、震波傳遞介質衰減參數(Q)。本計畫透過野外現地調查、泥砂粒徑採樣與文獻回顧(Lin et al., 2017; Ma et al., 2013)決定 V01 測站執行上述模式所需參數。泥砂粒徑現階段參考水規所「濁水溪水系支流清水溪治理規劃報告」之清水溪斷號 29 資料(桶頭國小附近)，求得中位粒徑 D_{50} 為 0.03 m、河道斷面寬度(W)為 60 m、坡度(θ)為 0.62° 。測站與河道中心位置的距離(r_0)等於 480 m。表 6.2.3-1 彙整震波式水砂監測技術所需的參數。

表 6.2.3-1 震波式水砂監測物理模式的輸入參數

Table 6.2.3-1 Parameters used to perform model prediction

Seismic Parameters	
v_{c0} (m/s)	1224
α	0.272
Q_0	36
r_0 (m)	480
River Geometry	
θ ($^\circ$)	0.62
W (m)	60
D_{50} (m)	0.03
σ_g	3.0
ρ_s (kg/m^3)	2650

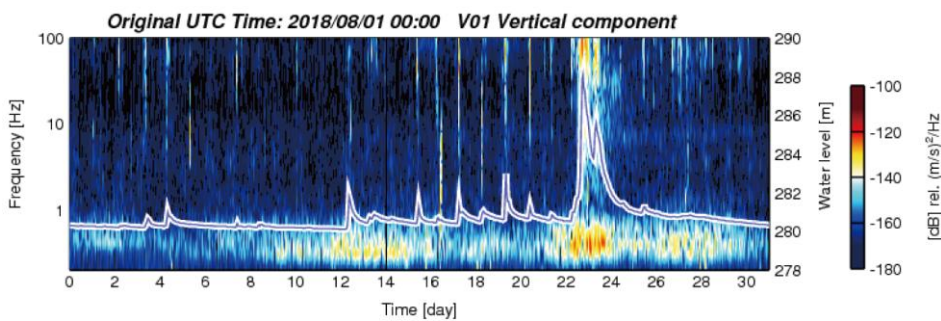


圖 6.2.3-3 車心崙場址 107-D008-V01 測站之時頻圖與清水溪橋的水位歷時資料

Figure 6.2.3-3 Spectrogram of Station V01 and time series of water level recorded at Chingshui River Bridge

以 107 年 8 月豪大雨事件為例， q_b 估算成果及流程如圖 6.2.3-4。步驟一，透過時頻分析結果找到濾波頻帶範圍後，分別計算 1-10 Hz 及 10-30 Hz 的逐時平均 PSD 值，確認其與河川水位俱有一定程度的相關性(圖 6.2.3-4 (a))；步驟二，進行逐時 PSD 值與河川水位的遲滯分析圖，結果發現當河川水位達到 281 m 以上，10-30 Hz 的 PSD 值與水位有顯著的遲滯行為，代表當時水文條件可允許有底床質運移的行為。產生的震波訊號頻帶將會集中於 10-30 Hz (圖 6.2.3-4 (b))；步驟三，透過震波模式模擬可以評估紊流作用及土砂運移所能產生的理論頻帶範圍及 PSD 數值大小。圖 6.2.3-4 (c)顯示 8 月 23 日大於 25 Hz 的 PSD 值相對無法透過震波模式去解釋，代表該河段還有其他震波訊號源；最終，本計畫只取用 10-30 Hz 的觀測 PSD 數值，透過反演程序推估洪水汛期期間的逐時 q_b 大小。

本計畫將擬合殘差值小於 5 的 q_b 結果進行後續分析及討論。車心崙場址的河段其底床載運移所需要的啟動水深至少為 0.25 m，最大水深約 4 m。將近 2 日(8 月 23-24 日)的單寬底床載累積量體為 0.44 m^2 ，最大單寬通量 $q_b = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ 。若考慮河川斷面寬度 $W = 60 \text{ m}$ 及泥砂顆粒密度為 2650 kg/m^3 ，該洪水期間有將近 70 噸的泥砂量體通過該坡地場址的下邊坡。此底床載量體評估有助於本計畫探討下邊坡受到河川侵蝕之參考依據。同時間點，本團隊亦運用震波式水砂監測技術於曾文溪玉豐大橋河段，其推估的泥砂量體為 422 噸，監測期間的最大單寬通量 $q_b = 3 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ 。透過現地調查及團隊過去經驗，108 年 823 豪雨時期水砂侵蝕下邊坡的作用不大。108 年計畫執行期間亦記錄到三起洪水事件，如圖 6.2.3-5 顯示 5 月份洪水期間的時頻圖，其 PSD 強度明顯小於 107 年 823 豪大雨事件。該圖同時也顯示距離原先寬頻站 V01 位置旁的地聲計(V01G)對於記錄訊號 1 Hz 的時頻圖與寬頻站相似。以上綜合底床質量體估算成果，本計畫推測於 107-108 年期間，河川侵蝕對於車心崙場址之下邊坡的影響不大，也合理解釋於監測期間下邊坡並沒有觀察到明顯的位移量。建議應持續運用震波式土砂監測技術來持續探討底床載通量與車心崙場址下邊坡的活動性。

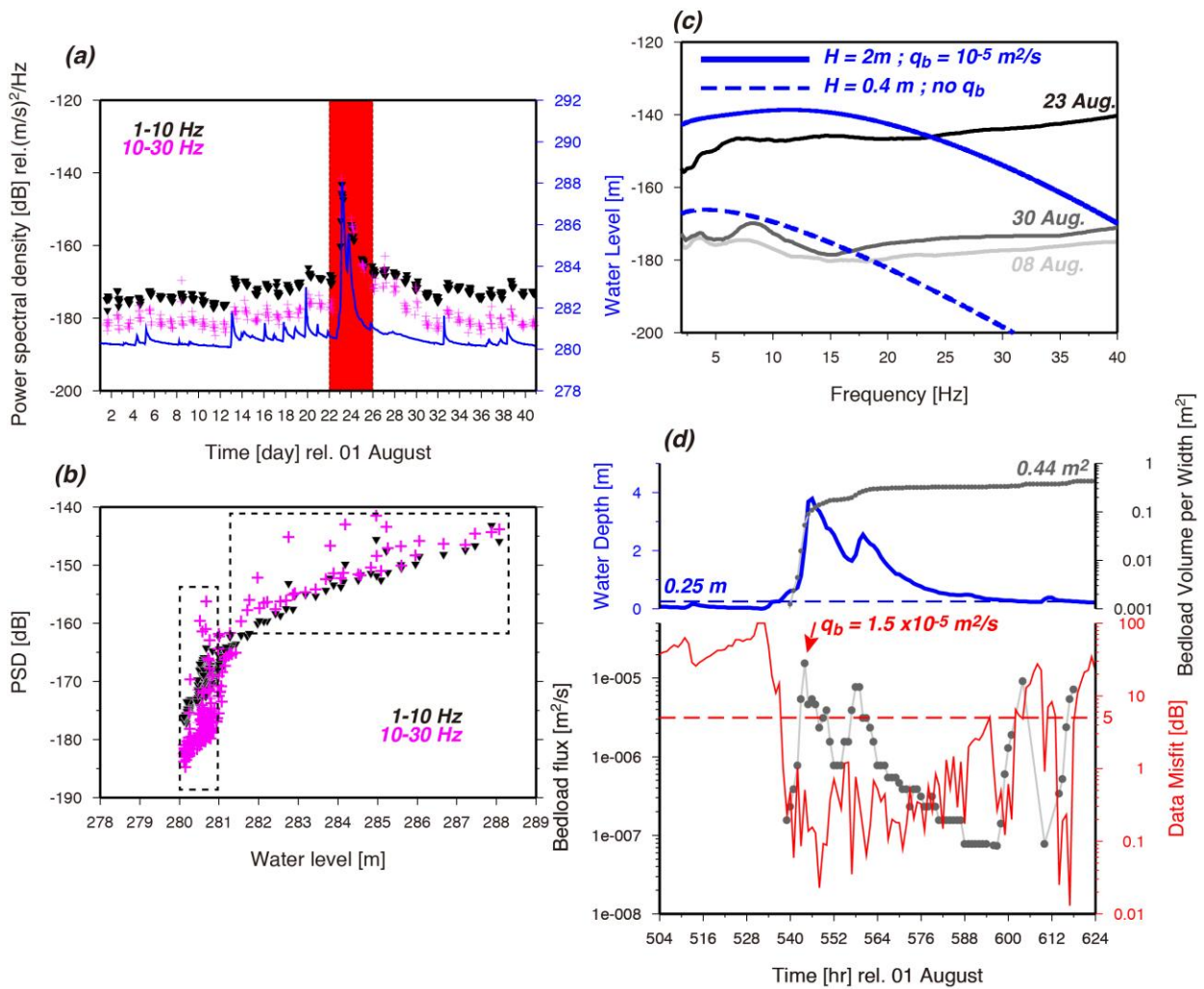


圖 6.2.3-4 震波式土砂監測技術成果範例(a) 逐時 PSD 與水位之關係、(b) 遲滯現象分析、(c)灰色階實線、藍色實線與藍色虛線分別為觀測及理論頻譜曲線、(d) 逐時單寬底床載反演結果

Figure 6.2.3-4 The scheme of seismologically monitoring of the bedload flux. (a) Hourly PSD and water level, (b) hysteresis analysis, (c) Observed (gray-color scale) and predicted (blue) PSD and (d) Inverted result of bedload flux

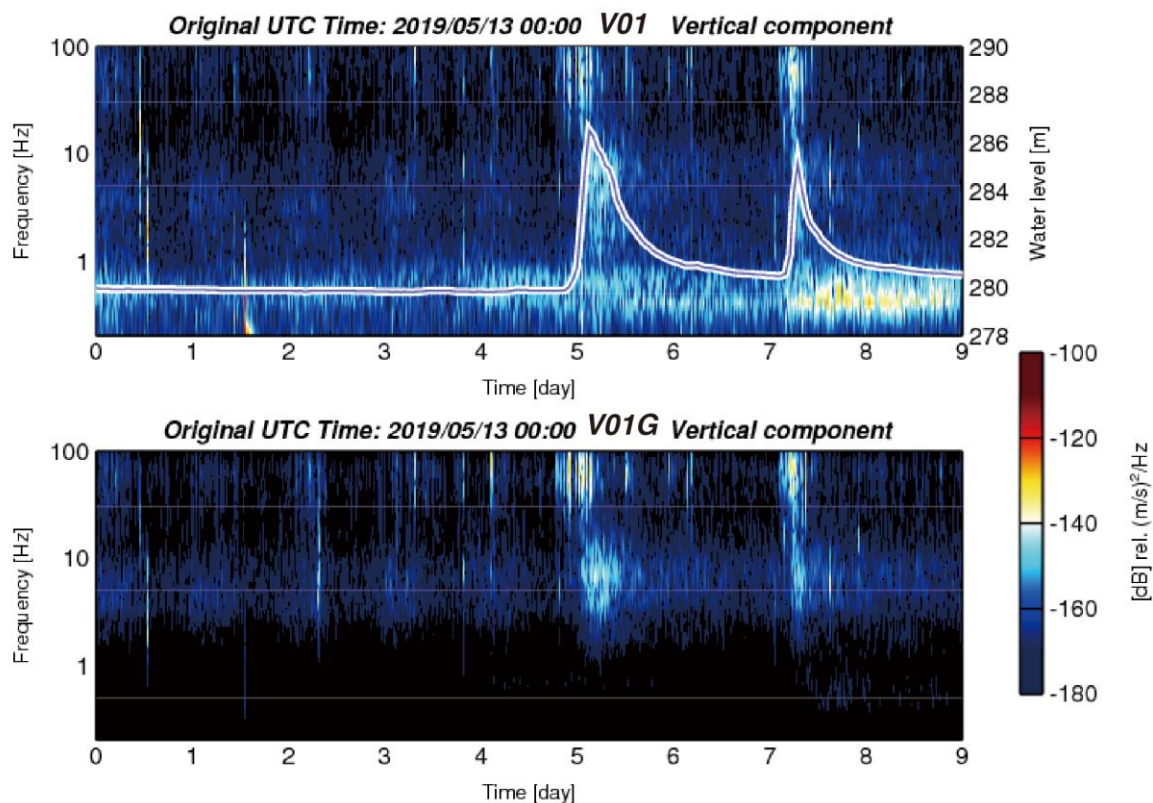


圖 6.2.3-5 車心崙場址 107-D008-V01 測站(V01 為寬頻地震站、V01G 為地聲計)之時頻圖與清水溪橋的水位歷時資料

Figure 6.2.3-5 Spectrograms of Stations V01 and V01G and time series of water level

(2) 場址地震地動訊號之特徵

計畫執行期間車心崙場址發生最大起的有感地震為震度 3，地震 2018 年 8 月 2 日 13 點 38 分 18 秒(UTC)發生，且位置落在南投縣竹山鎮。地震規模 4.8、地震深度 13.1 公里。計畫執行初始架設三個寬頻地震站 CMG6TD，但受限於儀器本身限制，最大可以記錄的速度值約為 0.3 cm/s。因此，一般當震度大於 2 時，儀器的訊號振幅值會呈現飽和的現象(full scale)。107 年度於計畫執行期中階段新增安裝地聲感知器(Geophone)，並與 107-D008-4W 地下水位井共址安裝，測站命名為 107-D008-V04。預計除了完整記錄地震造成的最大加速度值(peak ground acceleration, PGA)，另外進行測試地聲感知器(相對低價位)應用於震波式坡地監測技術的可行性，為本計畫新增亮點工作項目之一。詳細的地聲計與寬頻儀器的比較成果將彙整於後續小節。圖 6.2.3-6 即為 8 月 2 日地聲感知器三軸向加速度紀錄，其中 PGA 等於 18 gal 且出現在東西軸向訊號。計畫執行期間於 107 年 8 月至 108

年 9 月車心崙場址共計記錄中央氣象局發佈 114 起有感地震事件之三軸向連續地動速度訊號，本計畫將地動速度紀錄經微分運算求得加速度紀錄後，計算三軸向之最大地動加速度值即為 PGA。114 起有感地震 PGA 數值分佈如圖 4.2.3-5 所示，相較於 106 年度 D160 茶山場址及 108 年度 D007 梵梵場址，車心崙場址監測期間的地震活動度相對較低。

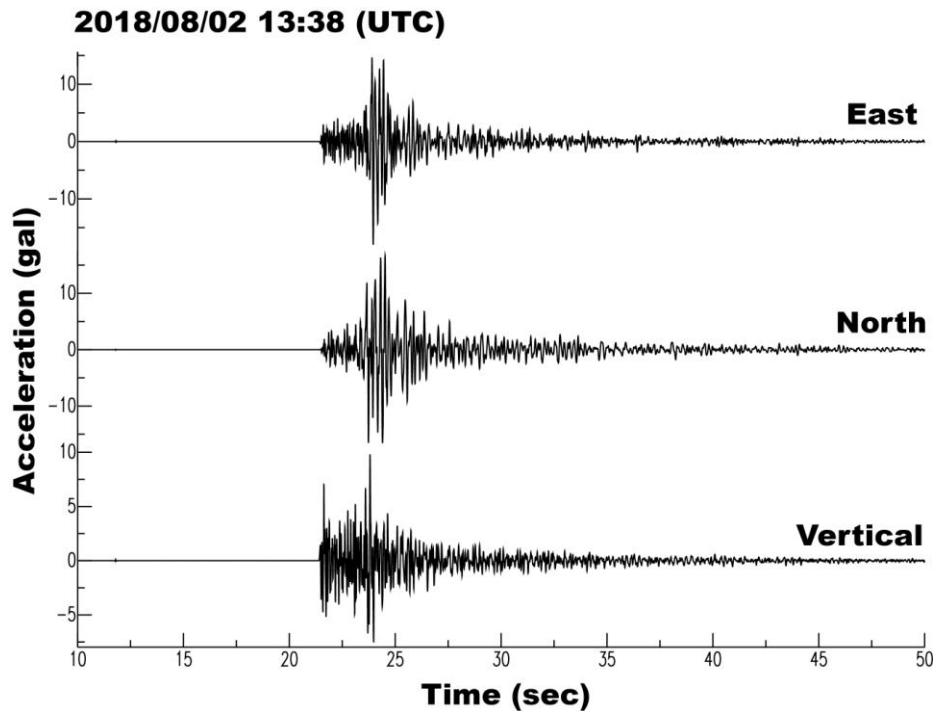


圖 6.2.3-6 車心崙場址震度 3 的三軸向地動加速度振幅值

Figure 6.2.3-6 Three-component accelerograms induced by earthquake with seismic intensity 3

(3) 周遭噪訊法之自相關與交互相關函數分析

時頻分析結果可以提供環境振動訊號特徵隨著時間之變化情形，進而探討周遭噪訊空間分佈及其可能的來源。周遭噪訊空間分佈情形可以影響 NCF 函數的對稱性。圖 6.2.3-7 顯示地動監測儀器測站對 107-D008-V02 及 107-D008-V03 之參考噪訊交互相關函數(RNCF，線性疊加每日 NCF 結果)。RNCF 在正、負時間上呈現對稱性，代表周遭噪訊在長時間情境下是均勻分佈的。然而，在時間窗口 ± 1 秒之內約略呈現不對稱性，代表直達波即便在長時間情境下，還是會受到周遭噪訊分佈不均的影響。相較於尾波則呈現較完整的對稱性。透過每日的 NCF (尾波窗口，圖 6.2.3-7 實線框)與 RNCF 進行比對並求取坡體內部材料之震波速度變化(dv/v)。由於 V02-V03 測站對

水平距離約 1170 m，假設最慢雷利波波速為 400 m/s，則最慢表面波出現時間約為 3 秒。因此，本計畫選定尾波窗口為 5-7 秒。每日周遭噪訊之交互相關函數結果在車心崙場址之不對稱性相當顯著(圖 6.2.3-8)，特別對於直達波與初達表面波訊號區段都可以看到此不對稱性，上述現象會嚴重影響測量 dv/v 變化量的穩定性及可信度，因此在此強調本計畫是使用尾波訊號來進行 dv/v 量測，如圖 6.2.3-9 的黑色框窗口。於 107-108 計畫執行年度測站對 V02-V03 共計 471 天之每日 NCFs，提供後續坡體內部相對震波速度變化量測分析使用。

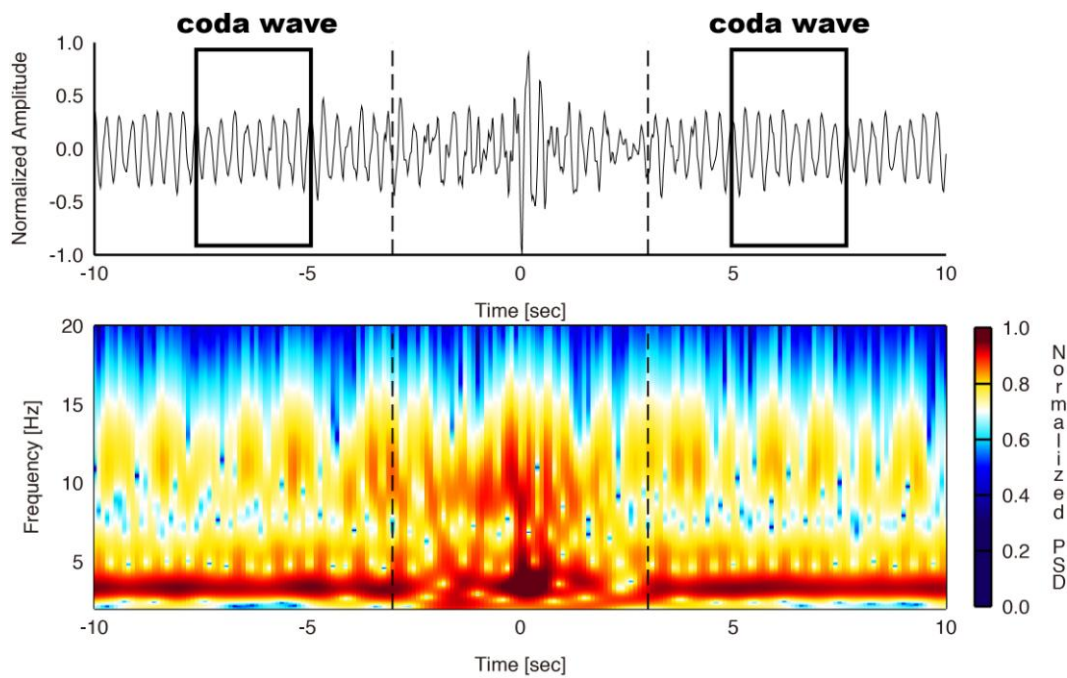


圖 6.2.3-7 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 RNCF 函數

Figure 6.2.3-7 Spectrogram of RNCF derived from station pair of V02-V03

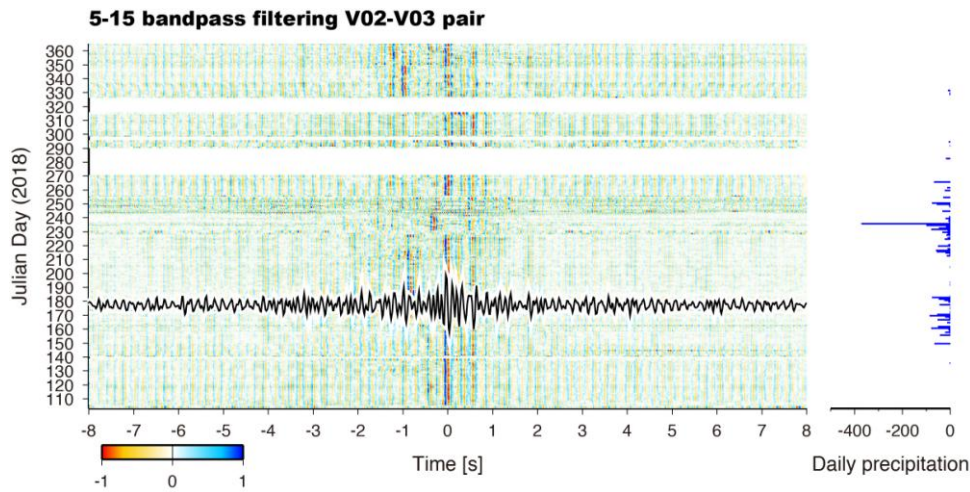


圖 6.2.3-8 107 年度車心崙場址 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 5-15 Hz 每日 NCFs，NCF 訊號振幅值由每日最大振幅值進行正規化，相對訊號振幅強度如顏色所示。黑色波線為全部有效 NCFs 進行線性疊加計算求得 RNCF。右側為雨量歷時資料

Figure 6.2.3-8 Normalized daily NCFs of station pair of V02-V03. Black trace is RNCF and blue histograms show the daily rainfall

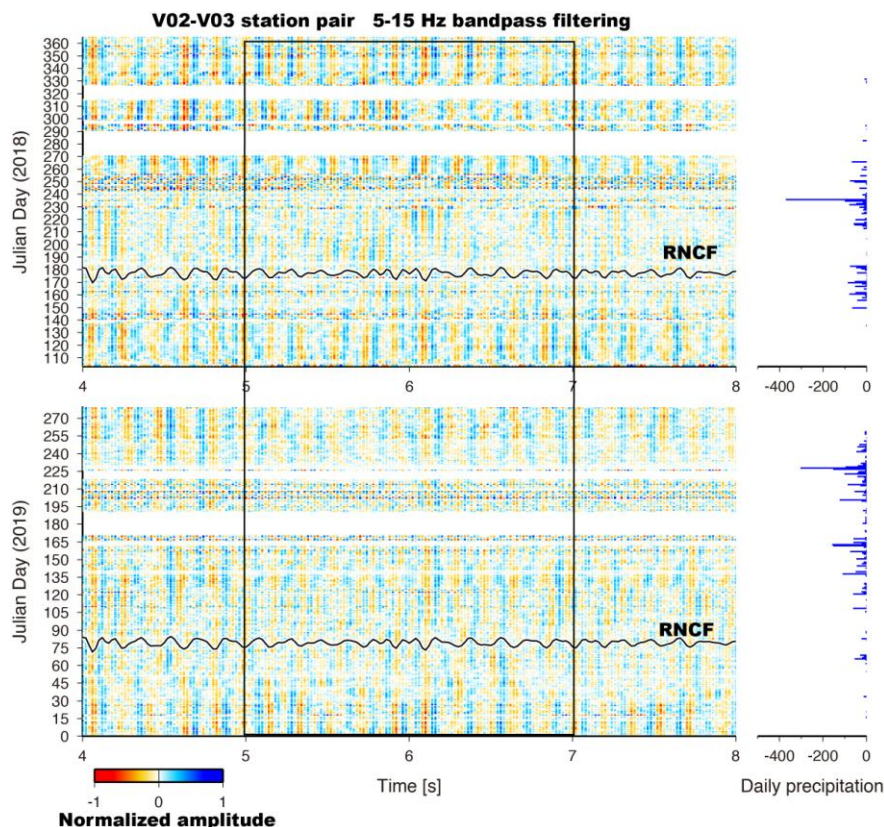


圖 6.2.3-9 108 年度車心崙場址 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之 5-15 Hz 每日 NCFs，4-8 秒時間窗口

Figure 6.2.3-9 Normalized daily NCFs for a specific time window of 4-8 sec

依據 106-D160 茶山場址交互相關函數的分析經驗，發現測站對之間的地形變化容易影響交互相關函數的品質。因此，107-D008 車心崙場址將安裝於場址外部的地震站由短週期地震儀更換高敏感度的寬頻地震儀。由於儀器敏感度的提升，同時也讓每日 NCFs 的品質提高(圖 6.2.3-9)。然而在車心崙場址亦同時嘗試架設場址內部地震站 107-D008-V04 並與地下水位井 107-D008-4W 共址安裝的資料，針對自相關函數分析法進行檢驗。由於測站對之交互相關函數因為震波傳遞路徑複雜，因此交互相關函數可使用的訊號頻率相對有限。然而，自相關函數(noise autocorrelation function, NAF)可避免震波路徑的衰減效應，提供多頻段的自相關函數結果。預計透過每日自相關函數亦進行相對震波速度變化量測，針對不同頻率的震波速度變化，探討其與現地場址的地下水位資訊之間的關聯性。

圖 6.2.3-10 分別顯示 107 至 108 年度測站 V04 之每日 NAFs。由每日 NAFs 函數可以看出當 2 秒以後，每日 NAFs 函數之間的關聯性不好(圖 6.2.3-10 線條的顏色開始不顯著)，特別是在雨季的時候更加明顯。因此，本計畫將採用時間窗口 0.5-2 秒作為尾波窗口選取依據，進行後續坡體內部不同頻率範圍之相對震波速度變化量測。進一步，本計畫將每日 NAF 函數進行三個頻段的濾波分析，分別為 2-6 Hz、6-10 Hz 與 10-14 Hz，分別探討是否在尾波窗口範圍內，每日函數訊號之間皆可以有一定的關聯性。以 107 年每日 NAFs 為例，圖 6.2.3-10 亦顯示於 107 年 823 豪大雨事件期間(黑色框)NAFs 帶狀分佈有向正的時間方向移動，並於豪大雨事件過後又恢復至原背景位置。此一現象代表於雨季尾波傳遞上有時間延遲(lag time)，表示傳遞路徑上的材料之震波速度變慢。此時間延遲反應在 2-6 Hz 相較於頻率範圍 6-10 Hz 顯著，代表主要時間延遲為受到深部材料變化影響。計畫執行年度測站 V04 共計 380 天之每日 NAFs。

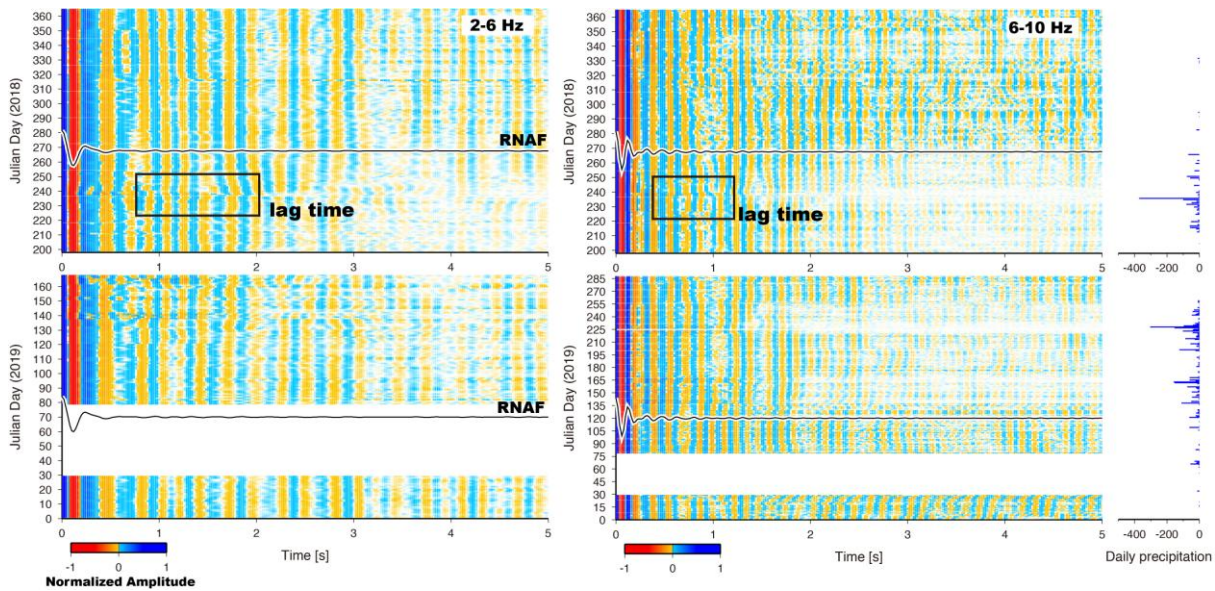


圖 6.2.3-10 107-108 年度車心崙場址 107-D008-V04 2-6 Hz、6-10 Hz 每日 NAFs，NAF 訊號振幅值由每日最大振幅值進行正規化，相對訊號振幅強度如顏色所示。黑色波線為全部有效 NAFs 進行線性疊加計算求得 RNAF。右側為雨量歷時資料

Figure 6.2.3-10 Normalized daily NAFs for a selected frequency ranges of 2-6 Hz, 6-10 Hz and 6-10 Hz. Black trace is RNAF and blue histogram show the daily rainfall

(4) 相對震波速度變化量測

對於測站對 V02-V03 之 5-15 Hz 每日 NCFs 之震波速度擾動量測 (dv/v)，本計畫採用拉張法針對尾波窗口訊號量測 NCF 與 RNCF 之間的相對時間差距($d\tau$)，且尾波訊號時間窗口(5-7 秒區間)中心(τ)為 6 秒，則每日的相對速度(dv/v)擾動可以表示為負值的 $d\tau/\tau$ 。本計畫目前 dv/v 量測資料顯示與 107-D008-3WT 地下水歷時資料大約呈現一致性的變化。約 2 m 的地下水水位變化可以造成 0.5% dv/v 的變化(圖 6.2.3-11)。於監測期間內，震度 3 的事件發生於 8 月 2 日(107 年太陽日 214 天位置)亦可觀察到地下水水位與 dv/v 都呈現下降趨勢。可以推估地震提供地表振動使坡地內部的孔隙重置發育，提供地下水流路通道；同時也減弱坡體本身的材料強度。然而，測站對 V02-V03 測站連線路徑主要經過場址上邊坡的部分，因此 dv/v 量測數據主要代表上邊坡路徑地底下的平均震波速度變化。因此，當使用下邊坡 107-D008-3WT 地下水水位資料與 dv/v 直接比較是相對不公平。此由於是平均效應結果，通常速度變化量會較小。

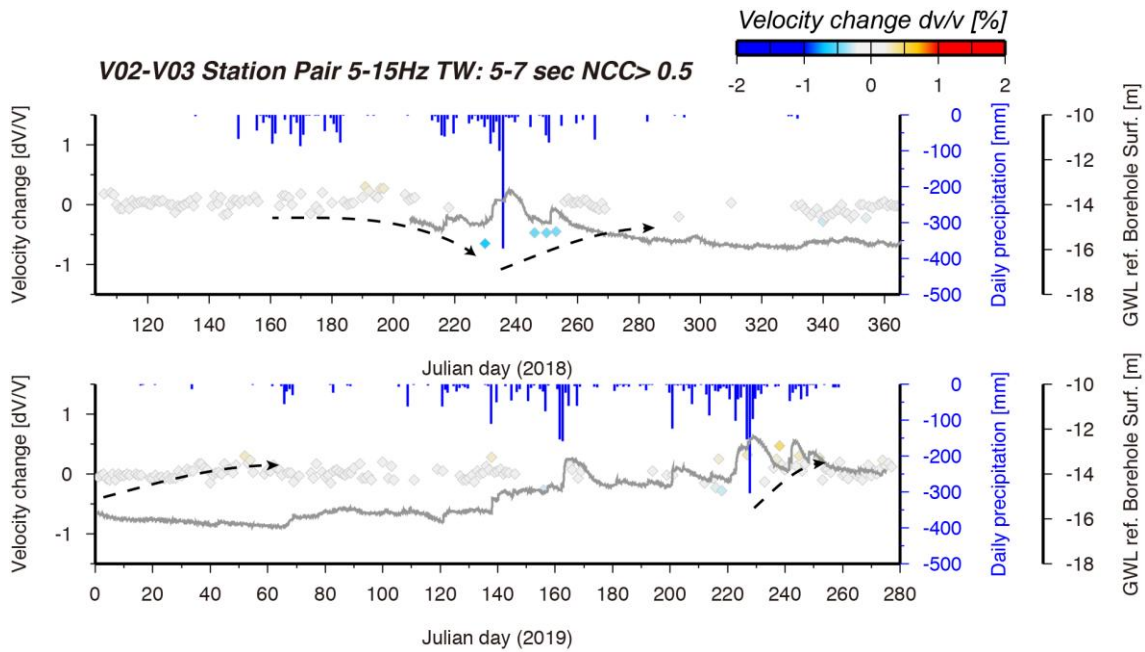


圖 6.2.3-11 107-D008-V02 與 107-D008-V03 測站對之震波速度擾動(dv/v、菱形符號)歷時變化，藍色直方圖為每日累積降雨、灰色為地下水位

Figure 6.2.3-11 Time series of 5-15 Hz dv/v measurements, GWL and rainfall.

關於測站 V04 的自相關函數 NAFs 之震波速度變化量測結果，由於與 107-D008-4W 地下水位井共址安裝，且自相關函數主要為反應測站 V04 現地狀況。在此，V04 量測之 dv/v 與地下水位資料在比對上相對公平。比較不同頻段的 dv/v 結果與地下水位資料，可以發現頻帶 2-6 Hz 之 dv/v 結果與地下水位變化較為吻合。2 m 的地下水為抬升可以反應約 1% 的速度降，隨後當地下水位穩定洩降期間，震波速度變化 dv/v 亦呈現穩定增加趨勢(圖 6.2.3-12 中)。在此速度變化 dv/v 成果只呈現 NCC 值大於 0.92。因此，可以觀察到當頻率越高時，自相關函數相干性越差，dv/v 成果的資料點越少(圖 6.2.3-12)。以表面波傳遞特性可以得知當頻率高的震波訊號，波長較短，震波敏感的深度較淺；反之，頻率越低震波敏感的深度較深。10-14 Hz 的結果在空間上的敏感範圍相較於 2-6 Hz 應反應淺部材料的震波速度變化。因此，10-14 Hz 的 dv/v 變化與地下水位資料並無明顯的關係存在。值得注意的部分為頻率範圍 10-14 Hz 的 dv/v 成果如圖 6.2.3-12 黑色虛線框時期，初期降雨時期(太陽日 210-220)，dv/v 呈現緩慢增加趨勢；在日雨量破 300 mm 後，dv/v 快速下降後持續減低至 10 日後，dv/v 開始回升。此一現象與 108 年梵梵場址觀測到的 dv/v 變化對應之剪動行為類似(請參考圖 4.2.3-10 黑色

框)。因此，本計畫初步推測在測站 V04 的位置淺部位置(反應頻率 10-14 Hz)有剪動的現象，配合 107-D008-4W 鑽孔岩芯，可以推估可能的剪動帶為 8 m 處。該區域在地表判釋資料上亦有顯著的崩崖支持過去是有位移行為。

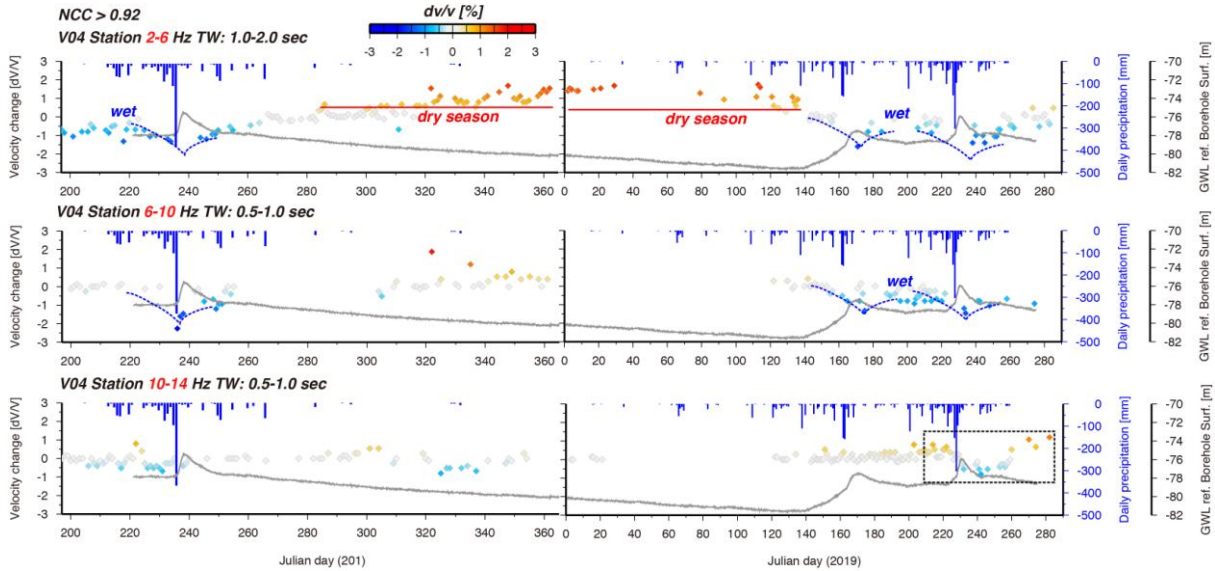


圖 6.2.3-12 107-D008-V04 不同頻段範圍之震波速度擾動(dv/v、菱形符號)歷時變化。藍色直方圖為每日累積降雨、灰色為地下水位

Figure 6.2.3-12 Time series of dv/v measurements, GWL and rainfall for the selected frequency ranges

(5) 寬頻地震儀與地聲計訊號之比較

107-D008 車心崙場址首次測試安裝地聲計於場址外圍及內部，並經過初步測試 D107-D008-V04 地聲計測站(場址外圍測站)計算其自相關函數(NAFs)，比較震波速度變化 dv/v 與共址地下水位井資料呈現高度相關性。然而，在場址內部架設地動儀器預期會面臨兩點問題：(1) 容易受到場址內部本身的時變性周遭噪訊特徵影響、(2) 若測站位置因地表位移活動而改變，則會影響震波速度變化的測量品質。因此，本計畫在測站 D107-D008-V01(本身寬頻地震位置，後續使用 V01B 名稱)旁 2 m 位置同時安裝地聲計(命名 V01G)，其目的為檢驗上述兩個問題可能造成的影響程度。檢驗工作上可以分為三個部分，(a) 地震訊號、(b) 環境背景噪訊、(c) 參考自相關函數 (RNAF)。圖 6.2.3-13 (a) 顯示規模 $M_L 4.6$ 及車心崙場址的點位分佈，本計畫將 V01B 及 V01G 的地震訊號經過傅立葉轉換至頻率域，比

較兩者之間的頻譜振幅值異同。結果顯示於 3-20 Hz 頻率範圍有相似的振幅譜強度(圖 6.2.3-13 (b))。圖 6.2.3-13(c)顯示帶通濾波 3-20 Hz 垂直向的地動速度訊號，在訊號時間窗口 71-75 秒兩個地動紀錄大致上振幅值與波形是相似的。本計畫的關鍵課題是運用自相關函數，量測震波速度變化量(dv/v)。然而，地下水位面的變化或剪動帶的位移行為皆可貢獻不同程度 dv/v 。由於 dv/v 的變化相當微小，當地震站在地表上的位置有所變動，則有機會影響 dv/v 的量測。為了測試上述的效應，本計畫測試相距 2 m 的測站分別在自相關函數上的變異性。圖 6.2.3-13 (d)顯示寬頻地震儀 V01B 在不同頻段範圍的 NAFs 皆相對於地聲計 V01G 的 NAFs 存在些微的時間延遲介於 0.004 至 0.012 秒。然而，實際上的大規模崩塌的潛移行為通常為數公分級，可推測實際上的時間延遲對於 dv/v 量測的影響不大。本計畫在 108-D007 梵梵場址參考站(V06B；寬頻站)的位置旁 1 m 處同樣架設地聲計(V06G)，將持續進行上述測試，預計在 109 年度的期中階段呈現測試成果。

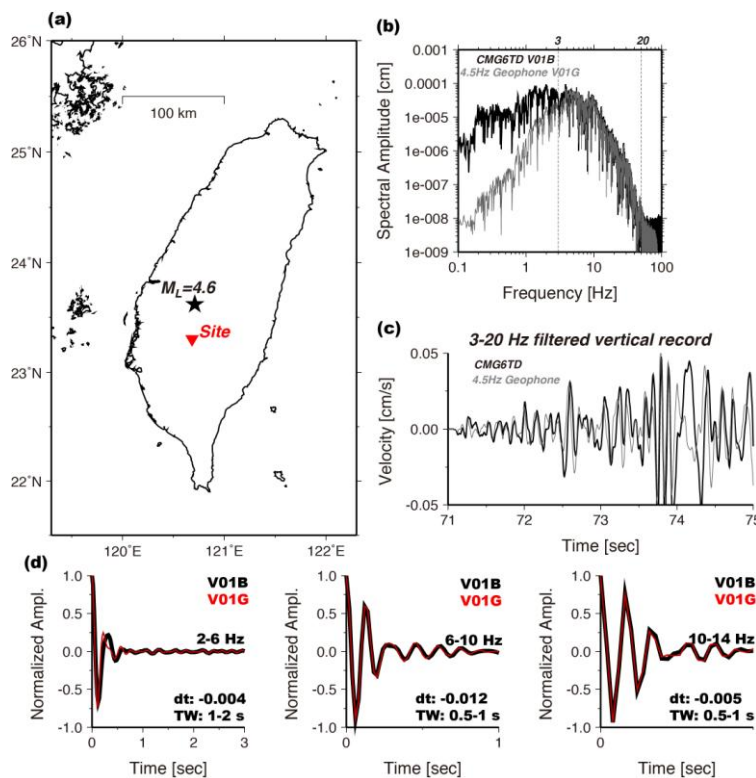


圖 6.2.3-13 寬頻與地聲計之訊號比較: (a) 點為分布圖、(b)頻譜圖、(c)帶通濾波之地震訊號及(d)參考自相關函數

Figure 6.2.3-13 A comparison of seismic signal recorded at BB and G type sensors: (a) A map shows the location of earthquake and site, (b) spectrum, (c) filtered seismograms, and (d) filtered RNFs

4. 車心崙場址地動成果綜合解釋

車心崙場址的地下監測系統 TDR 與地表量測 RTK 於本計畫執行期間，皆顯示無明顯位移活動。計畫監測期間內最大地震震度達 3 級，地震活動度明顯低於 106-D160 茶山場址及 108-D007 梵梵場址。

針對過去活動度相對較高的下邊坡崩滑體，主要的破壞機制可能為河川水砂侵蝕作用主導。因此，本計畫進一步透過震波式水砂監測技術，初步完成估算 107-108 年計畫執行期間針對豪雨事件之底床值通量(q_b)。以 107 年 823 豪大雨事件，清水溪車心崙場址之河川斷面泥砂通量為 0.44 m^2 ，兩日共計有 70 噸的泥砂量體通過，其相較於高強度侵蝕的河川相比是相當小的量體。因此，下邊坡崩滑體於本計畫監測時期受到水砂侵蝕作用小。

從地動監測系統之震波式坡地監測技術提供的坡地內部相對震波速度變化量(dv/v)。目前成果已明確指出影響 dv/v 變化的主要因子為地下水位變化。透過交互相關函數分析(測站對 V02-V03)與自相關函數分析(V04)皆可觀察到 2 m 的水位抬升變化，可導致分別 0.5 % 及 1.0 % 的震波速度下降，其中的差異為測站對 V02-V03 量測的震波速度變化為測站路徑下的平均效應，然而 V04 自相關函數量測到的為測站場址下方的變化。車心崙欠缺完整的剪力波速度構造，因此無法進行表面波頻率之深度敏感分析。V04 測站高頻段 10-14 Hz (團隊經驗上該頻段可反應的地下深度 5-15 m 範圍) 之 NAFs 量測的 dv/v 變化趨勢與 108-D007 梵梵場址 V02 測站雷同，本計畫推測該鄰近 V04 測站區域有淺層剪動發生，根據鑽探岩芯資料推測可能地剪動帶位於 8 m 深度左右。

(三) 車心崙場址三維地下水流模式回饋分析

去(107)年度針對 D008 車心崙場址已完成建置三維水文地質概念模型，並進行三維地下水流模式建置與分析，本計畫持續將觀測資料回饋至該模型與進行參數研究，進而提升模式分析之準確性。D008 車心崙場址分析模式之分析流程規劃如圖 6.3-1 所示並分述如下。茲將 D008 車心崙場址之水文地質概念模型建置分成數值模式網格設定、地下分層劃分、邊界及初始條件設定、水文地質參數設定等項，分項說明如下：

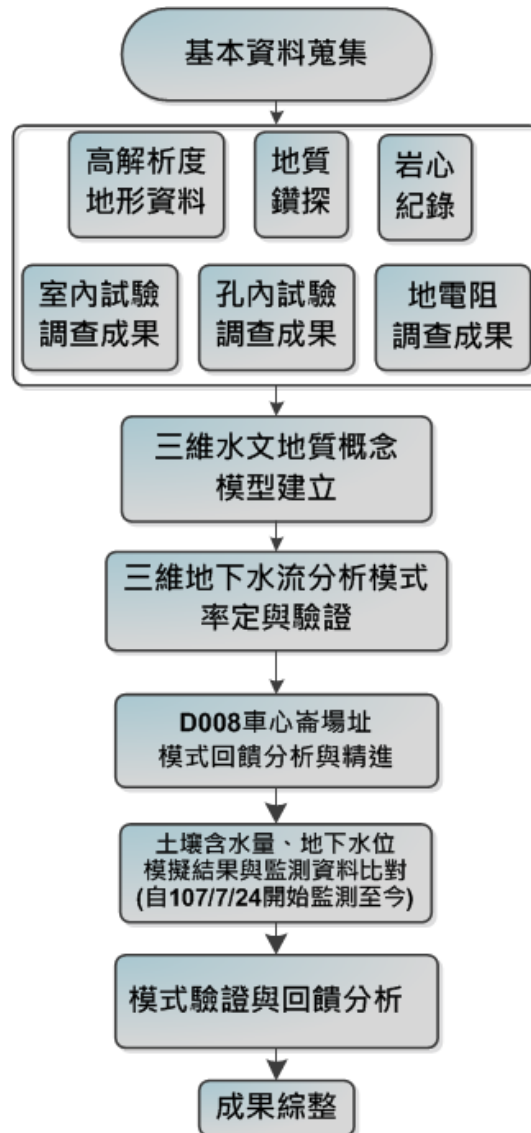


圖 6.3-1 D008 車心崙場址三維地下水流分析模式之分析流程圖

Figure 6.3-1 Flowchart of three-dimensional groundwater flow model at D008 Chexinlun site

1. 數值模式網格設定

本計畫利用 6m x 6m 的數值高程資料(如圖 6.3.1-1(a))進行坡向分析，結果如圖 6.3.1-1(b)，以瞭解車心崙場址的地表流向，並劃定模擬範圍；根據 DEM 的地表流向分析成果及地表地質圖繪製成果，將車心崙場址三維水文地質概念模型的研究範圍加以繪製，如圖 6.3.1-1(c)，接著利用 D008 車心崙場址及區內建置監測儀器之孔位進行數值網格之製作，D008 車心崙場址共計有 737 個節點數與 1178 個網格數，如圖 6.3.1-1(d)所示。

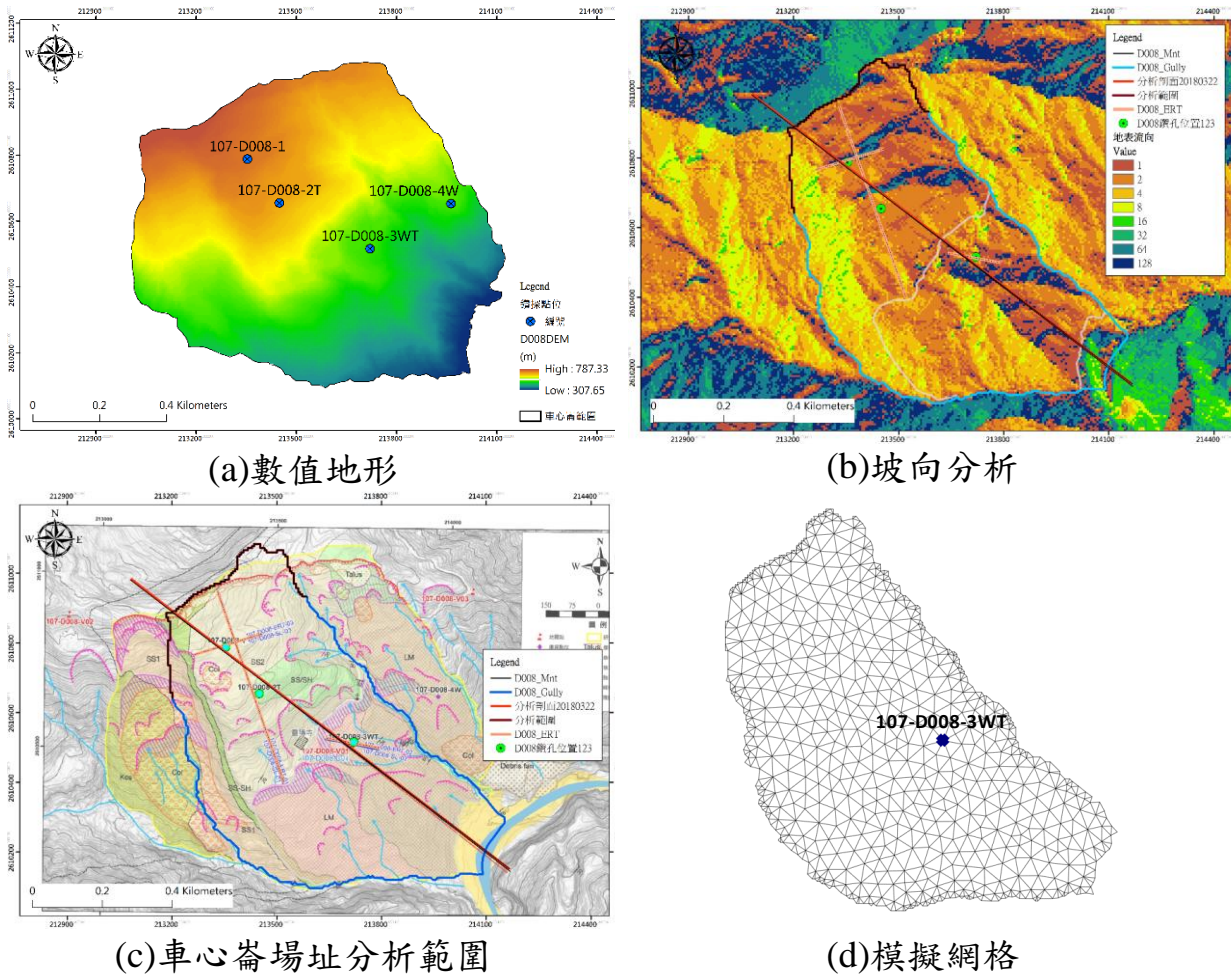


圖 6.3.1-1 D008 車心崙場址數值高程及模擬網格

Figure 6.3.1-1 Digital elevation map and numerical mesh of D008 Chexinlun site

2. 地下分層劃分

三維地下水流模式礙於資料有限，無法進行詳細分層，故參考去(107)年度於地質模式及地電阻調查成果，將三維地下分層地層型態主要分為 4

層，如圖 6.3.2-1，由地表向下分別為：土壤層、崩滑體、風化岩層與新鮮岩盤，另外根據鑽探及現地水力試驗過程可知，107-D008-3WT 鑽探深度超過 56m 時，鑽探水位從約 24.1~26.9m 降至約 61.6~62.8m，故推測此為暫棲水位，當中應存在一夾泥層，故於崩滑體底部假設有一薄層夾泥，以作為局部不透水層。本計畫假設所有材料性質為均質(homogeneous)且等向(isotropic)，所謂均質材料是指材料其內部任一點，全都具有相同之性質者，而等向材料則為材料內部其所有方向之性質皆相同；後續將根據場址內各鑽孔岩芯紀錄及孔內水文地質調查成果，進行地下各分層之深度劃分並建構出 D008 車心崙場址之三維地下分層模型。

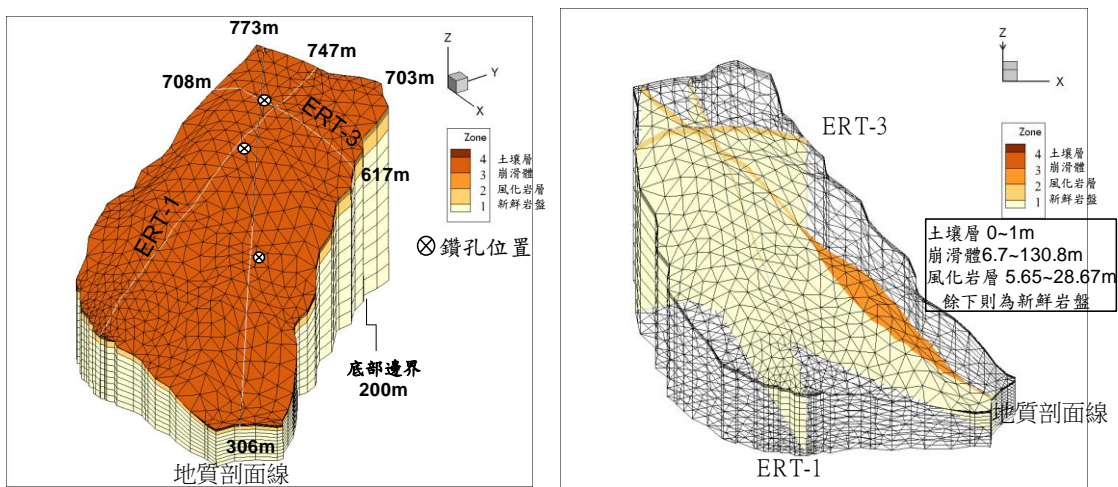


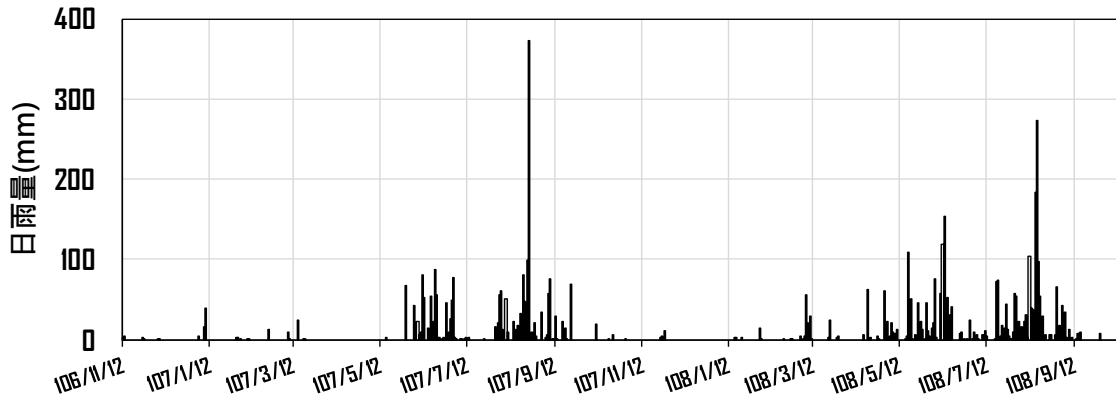
圖 6.3.2-1 D008 車心崙場址地下分層設定及各分層剖面圖

Figure 6.3.2-1 Three-dimensional hydrogeological conceptual model of D008 Chexinlun site

3. 邊界及初始條件設定

本計畫設定崩塌地之地表面為降雨入滲邊界，採用實際之降雨資料作為其邊界條件，鄰近計畫範圍之雨量站則採用地調所設置之車心崙雨量站，降雨資料為 2017/12/1-2019/9/30 之日雨量，降雨組體圖如圖 6.3.3-1 所示。底部邊界則考量下方新鮮岩盤之透水性甚小，故視為無滲流行為，設為一滲流量為零之不透水邊界，底部高程統一為 200m；根據現地調查及地表數值高程資料顯示，D008 車心崙場址東南側有清水溪流經，此處無流量站或水位站觀測資料可供參考，且考量清水溪為常流河，故設定此處為定水頭邊界，並將其邊界設為與地表高程同高之定水頭邊界，定水頭高程設

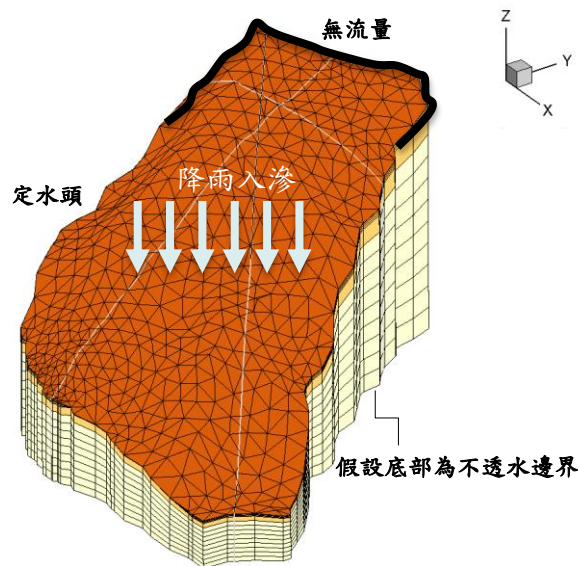
為地表高程，兩側為溪溝（地表地質調查結果），故將其邊界設為定水頭邊界，考量非為常流水，故定水頭高程設為地表高程以下 3m，其餘為無流量邊界，顯示如圖 6.3.3-2 所示。本計畫根據地下水位觀測資料 (2018/7/24~2019/5/22) 可得地下水位高程平均值為 503.44m，以此作為模式率定的目標水位，以利後續模式參數之率定及驗證。



參考來源：中央地質調查所，本計畫整理

圖 6.3.3-1 車心崙日雨量資料

Figure 6.3.3-1 Daily rainfall data of Chexinlun site



參考來源：本計畫整理

圖 6.3.3-2 D008 車心崙場址邊界條件設定

Figure 6.3.3-2 Boundary conditions of Chexinlun site

4. 水文地質參數設定

本計畫建置模式所需之水文地質參數，是以去(107)年度室內試驗分析(包含壓力鍋試驗、土壤一般物性試驗)及現地試驗分析(水力試驗)所獲得之各項成果，來掌握 D008 車心崙場址之基本物理性質及其水力特性。本計畫根據壓力鍋實驗所得之各階土壤張力與所對應的土壤含水量間之數據進行土壤水分特性曲線之參數迴歸分析，並將分析成果代入模式進行分析。根據文獻可知，van Genuchten(1980)模式可廣泛應用於各種土壤壓力範圍下所對應之含水量，故以 vG 模式成果代表 D008 車心崙場址之未飽和土壤特性，如表 6.3.4-1 及圖 6.3.4-1，並代入模式進行分析。綜合地質鑽探資料及地下各分層資訊(透水係數及蓄水係數值則參考現地水力試驗分析成果)，可知 D008 車心崙場址需率定之各地層材料參數及其初始設定如表 6.3.4-2 所示。

表 6.3.4-1 D008 車心崙場址土壤水分特性曲線參數之分析成果

Table 6.3.4-1 Simulation parameters of soil water characteristic curve for D008 Chexinlun site

參數 ^{註2} \ 採樣編號 ^{註1}	SPC-1	SPC-2	SPC-3
θ_r	1.50E-05	7.98E-05	7.76E-06
θ_s	0.443	0.429	0.455
α	0.0100	0.0021	0.0056
n	1.110	1.137	1.111
註 1：各採樣編號之空間位置請參考去(107)年度計畫成果報告 註 2: van Genuchten (1980)模式 $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + \alpha h ^n]^m}$ (m=1-1/n)			

參考來源：本計畫整理

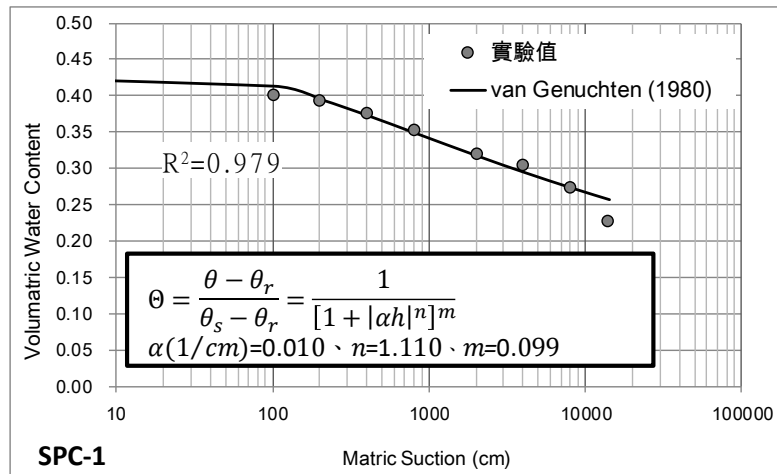
表 6.3.4-2 D008 車心崙場址模式參數之初始設定

Table 6.3.4-2 Initial conditions for D008 Chexinlun site

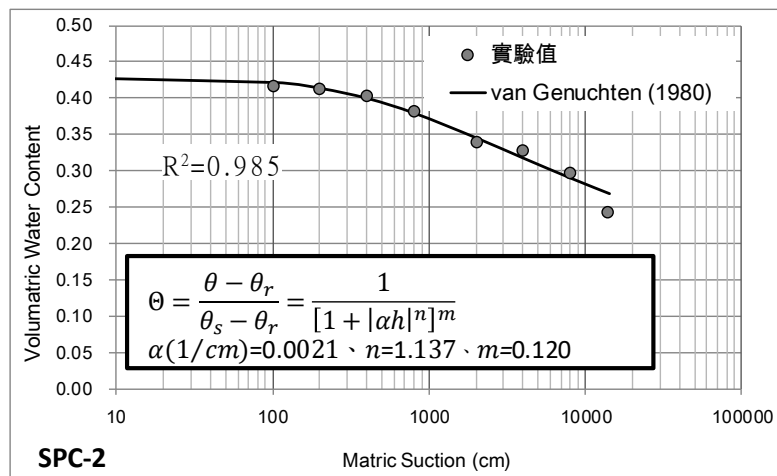
地下分層	透水係數 (m/s)	比蓄水係 數 (1/m)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
				θ_r	α	n
土壤層	1.0E-03	1.0 E-06	0.3~0.4	1.50E-05	0.01	1.00
崩滑體	3.74E-06~6.07E-05	1.0 E-06	0.3~0.4	7.76E-06	0.0056	1.111
風化岩層	1.0 E-06	1.0 E-06	0.2~0.3	7.98E-05	0.0021	1.137
新鮮岩層	1.0 E-07	1.0 E-06	0.1~0.15	-	-	-

註:1.本計畫將新鮮岩盤設為飽和含水層，故無設定土壤水分特性曲線。
2.模式假設崩滑體下方有一薄層夾泥

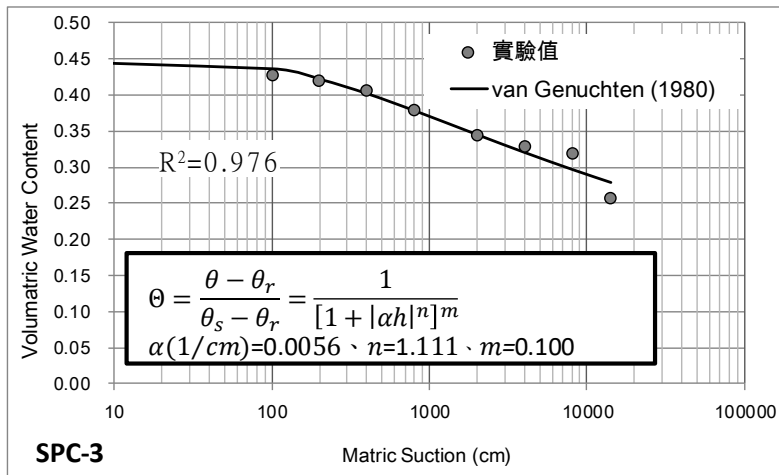
參考來源：本計畫整理



(a) SPC-1



(b) SPC-2



(c) SPC-3

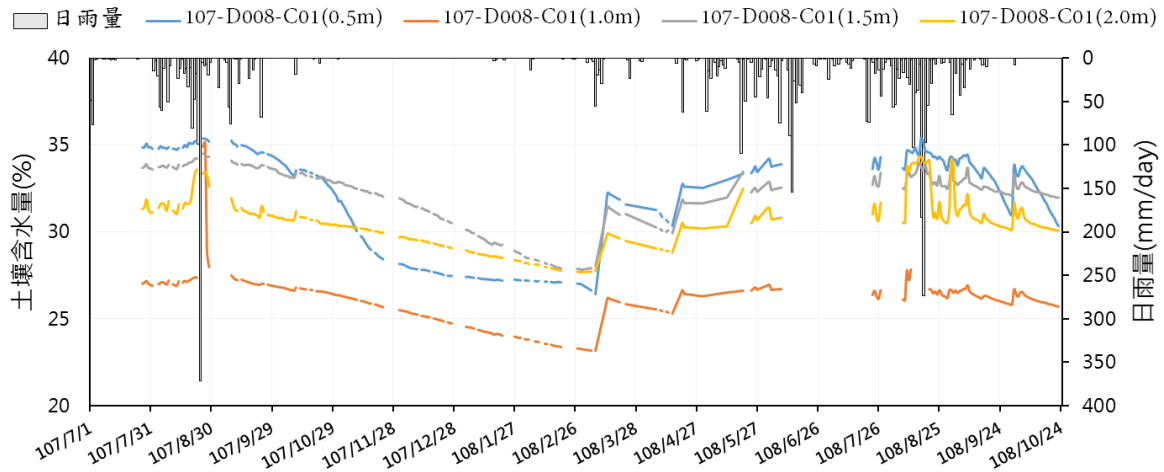
參考來源：本計畫整理

圖 6.3.4-1 D008 車心崙場址土壤水分特性曲線分析成果

Figure 6.3.4-1 Simulation results of soil water characteristic curves for D008 Chexinlun site

5. 三維地下水流場分析

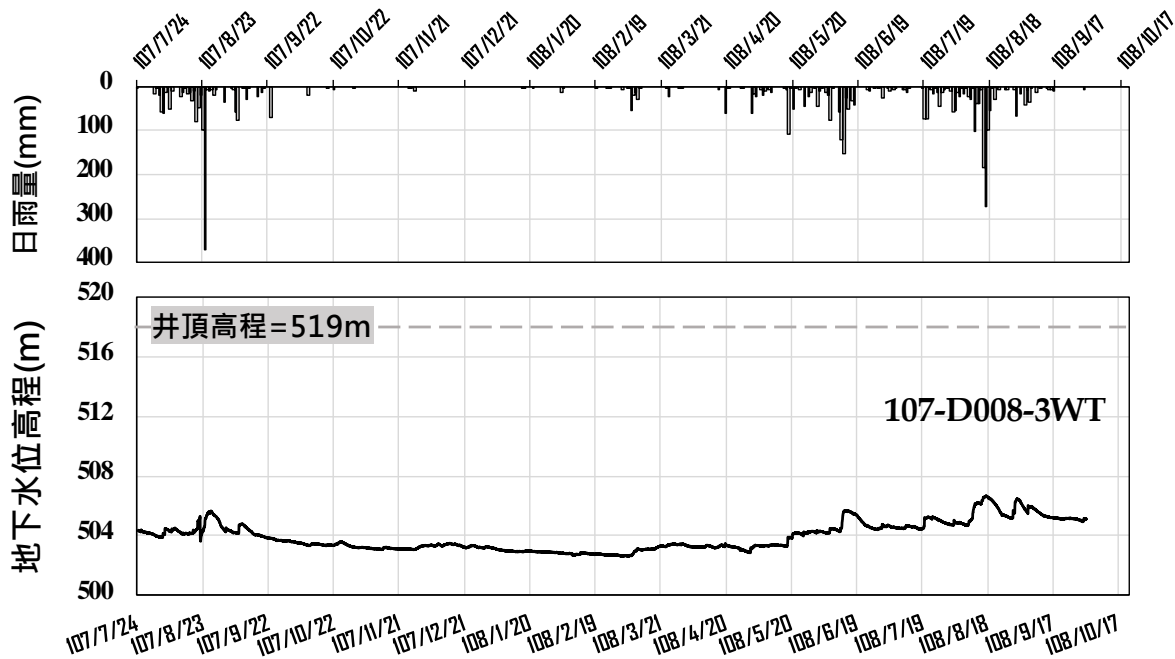
本計畫根據前述資料建置之 D008 車心崙場址三維水文地質概念模型，使用 HGS 程式建立三維地下水流分析模式，因車心崙場址之時序性資料時間間距並不相同，分別有小時觀測資料(2019/2/28 以後之降雨量、地下水位)及日觀測資料(2019/2/28 以前之降雨量、土壤含水量)，而模式模擬以降雨條件為主要輸入資料，且因取得之降雨量資料時距並不相同，故模式模擬時距以日為主。首先進行穩態地下流場分析，待完成模式率定後，再依據選取的時序資料進行暫態地下流場分析。本計畫 D008 車心崙場址所建置及蒐集之土壤含水量監測資料、地下水位監測資料、降雨資料，各水文時序資料顯示如圖 6.3.5-1 及圖 6.3.5-2 所示，本計畫先以 2017/12/1~2018/7/23 的資料先進行模式參數率定，以獲得穩態地下水流場，接著再輸入 2018/7/24~2019/9/30 之降雨資料進行暫態分析，因本計畫是以模式率定期間之地下水位高程平均值作為模式率定之目標水位，故以穩態水位作為暫態模擬之初始水位。



參考來源：本計畫整理

圖 6.3.5-1 現地土壤含水量監測現況

Figure 6.3.5-1 In-situ soil moisture content observation data of D008 landslide site



參考來源：中央地質調查所，本計畫整理

圖 6.3.5-2 車心崙場址 107-D008-3WT 鑽孔地下水位與降雨量之分布

Figure 6.3.5-2 Observed hydraulic head and daily rainfall data of 107-D008-3WT of Chexinlun site

在模擬過程中根據上述三維地下水流數值模式，本計畫採用試誤法進行 HGS 模式中各參數之率定，其原理係透過數值程式以規則的方式反覆調

整各項參數，使目標函數(例如地下水位誤差及淺層土壤含水量誤差)最小化，以獲得具代表性之參數，建立最符合現地地下水流場之水文地質模型。

本計畫利用前述所建置三維水文地質概念模型後，以及現階段現場蒐集之觀測資料進行模式分析，本計畫率定完成後之模式，參數如表 6.3.5-1，其中各水文地質參數依照不同分層進行率定，其各分層以透水係數為例說明如圖 6.3.5-3。本計畫於車心崙場址模擬範圍內僅設置一水位觀測井(107-D008-3WT 鑽孔)，故以此為模式率定之參考基準，檢視地下水位觀測資料(2017/12/1~2018/7/23)可得地下水位高程平均值為 503.44m，以此作為模式率定的目標水位，模式率定時間為 2017/12/1~2018/7/23，穩態模式分析時則以模式率定期間之日雨量平均值(=3.9mm/day)作為模式輸入，並比對鑽孔 107-D008-3WT 地下水位模擬值(503.39m)，模式參數率定完成後則進行暫態分析(2018/7/24~2019/9/30)；D008 車心崙場址率定後之穩態三維地下水流場以及地質模型剖面之壓力水頭分布，如圖 6.3.5-4 所示。

本計畫為瞭解影響模式率定之主要參數(透水係數、孔隙率及比蓄水係數)改變對地下水位及土壤含水量的影響程度，故針對 D008 車心崙場址完成率定的參數進行敏感度分析，其餘模式參數設定則同前述，在此僅以率定後地下各分層之水文地質參數為基準，降雨條件則使用圖 6.3.5-2 車心崙於 2018/7/24~2019/5/31 觀測之日雨量為輸入，分別調整透水係數($K'=0.1\sim 10K^*$)、孔隙率(1~1.3 倍)、比蓄水係數($0.01Ss^*\sim 100Ss^*$)、土壤水分特性曲線參數 α 及 n ，進行參數敏感度分析。若檢視 107-D008-3WT 鑽井位置之地下水位高程及其地表下 0.5m 的土壤含水量之模擬結果，可分別如圖 6.3.5-5 至圖 6.3.5-9 所示。由圖顯示，透水係數倍率為 1~10 倍的改變對於地下水位高程變化百分比最大約 14.41%，若改變透水係數之倍率為 0.1 倍則地下水位高程變化百分比最大超過 90%；而對地表下 0.5m 的土壤含水量變化百分比最大約 4.5%；而 1~1.3 倍孔隙率的改變對於地下水位高程變化百分比最大約 3.05%，對於地表下 0.5m 土壤含水量變化百分比最大約 30.22%；比蓄水係數的改變對於地下水位變化百分比及土壤含水量變化百分比最大約 4.91%與 1.74%；而土壤水分特性曲線參數 α 的改變對於地下水位高程變化百分比最大約 7.96%，對於地表下 0.4m 土壤含水量變化百分比

最大約 17.15%；土壤水分特性曲線參數 n 的改變對於地下水位高程變化百分比最大約 7.49%，對於地表下 0.4m 土壤含水量變化百分比最大約 10.12%。根據上述可顯見透水係數對地下水位高程分析的敏感程度最高，其次為土壤水分特性曲線參數；而對於土壤含水量而言，以孔隙率的敏感度為最高，其次為土壤水分特性曲線參數。

表 6.3.5-1 D008 車心崙場址模式參數之率定值

Table 6.3.5-1 Calibrated parameters of the numerical model of D008 Chexinlun site

地下分層	透水係數 (m/s)	比蓄水係數(1/m)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
				θ_r	α	n
土壤層	1.1E-03	1.0 E-06	0.36	1.50E-05	0.009	1.11
崩滑體	3.1 E-05	1.0 E-06	0.35	1.50E-05	0.009	1.11
風化岩層	2.6 E-06	1.0 E-06	0.30	1.50E-05	0.009	1.11
新鮮岩層	1.5 E-07	1.0 E-06	0.10	-	-	-

註: 1.本計畫將新鮮岩盤設為飽和含水層，故無設定土壤水分特性曲線。
2.模式假設崩滑體下方有一薄層夾泥

參考來源：本計畫整理

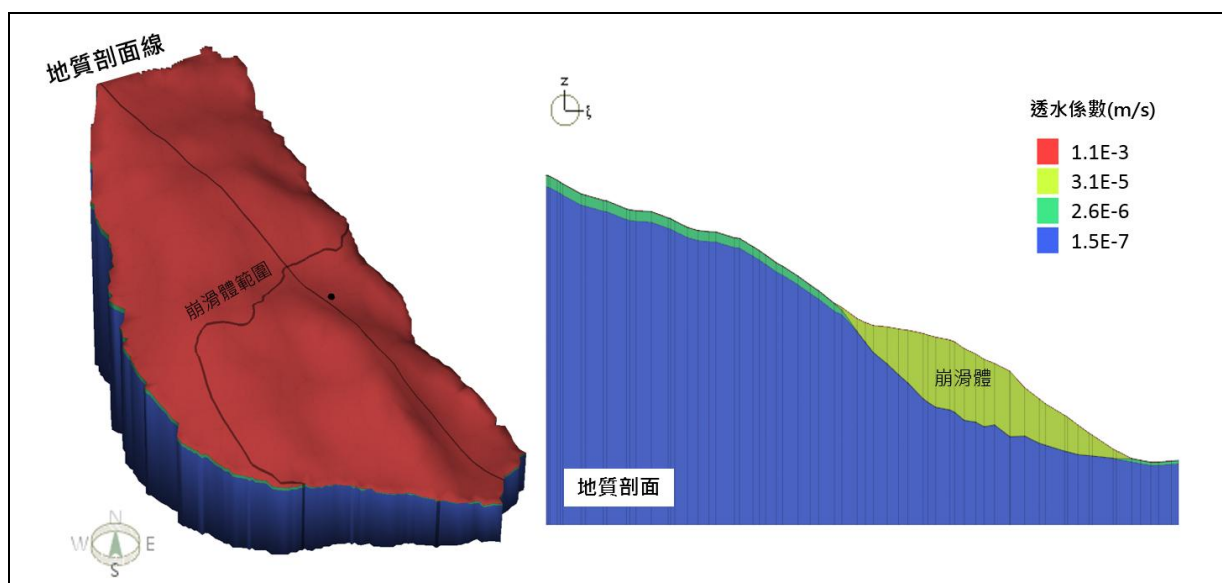


圖 6.3.5-3 D008 車心崙場址透水係數各分層之分布圖

Figure 6.3.5-3 Hydraulic conductivity distribution for three-dimensional layer of D008 Chexinlun site

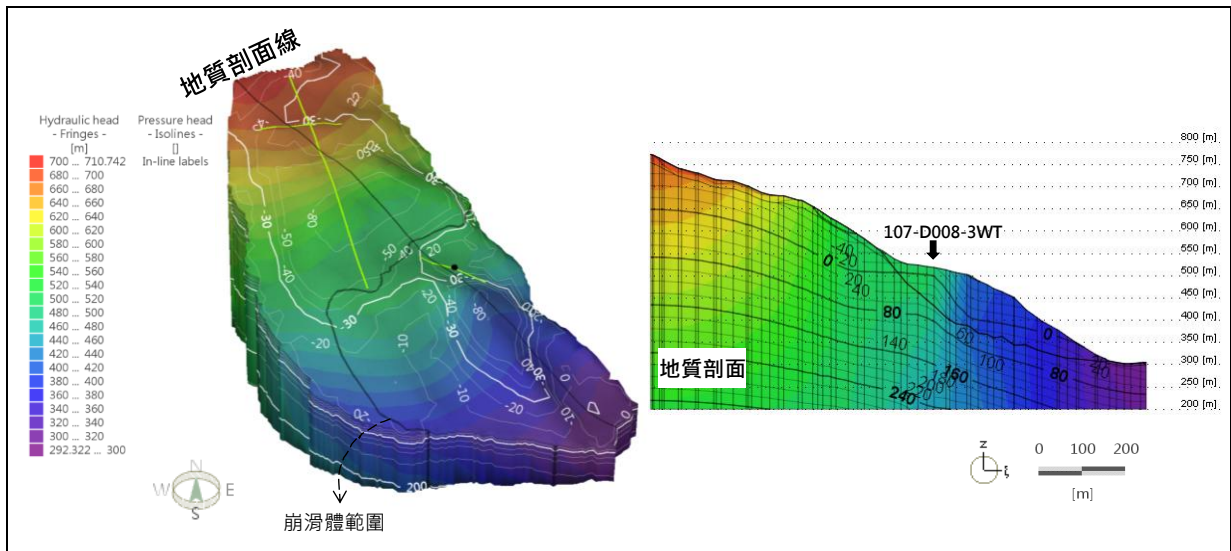
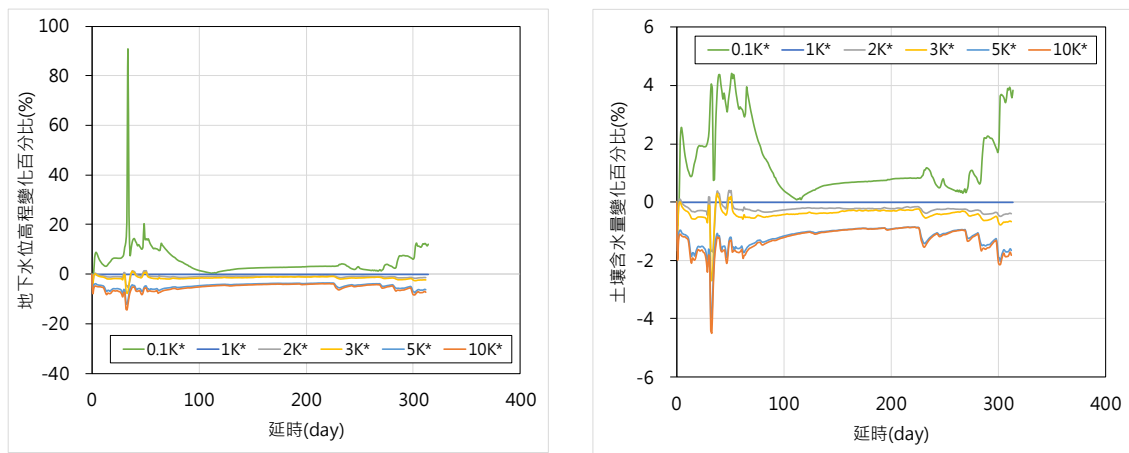


圖 6.3.5-4 車心崙場址完成率定之三維地下水流場空間分布

Figure 6.3.5-4 Variations of pressure head of three-dimensional groundwater flow model for Chexinlun site

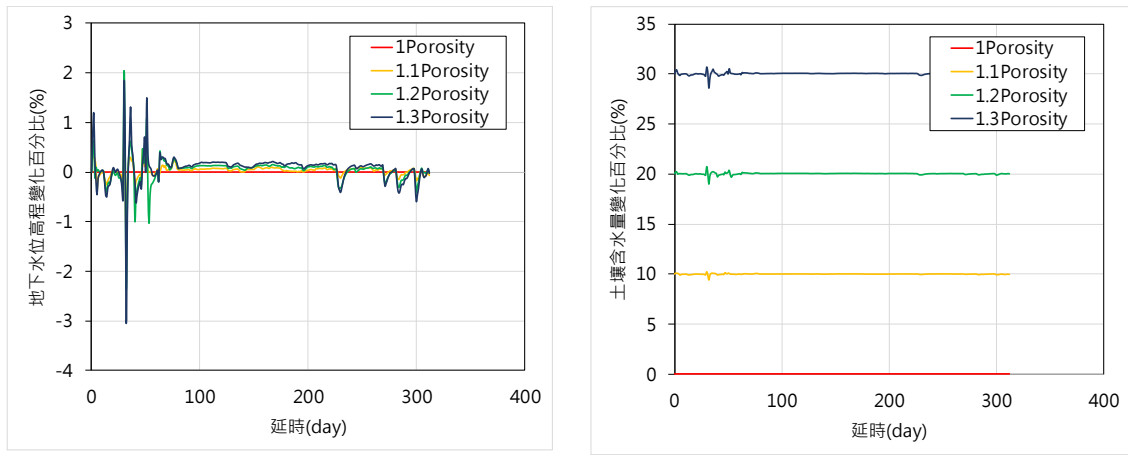


(a) 地下水位變化量

(b) 土壤含水量變化量

圖 6.3.5-5 透水係數改變對地下水位及土壤含水量之影響

Figure 6.3.5-5 Effect of hydraulic conductivity changes on groundwater level and soil moisture content

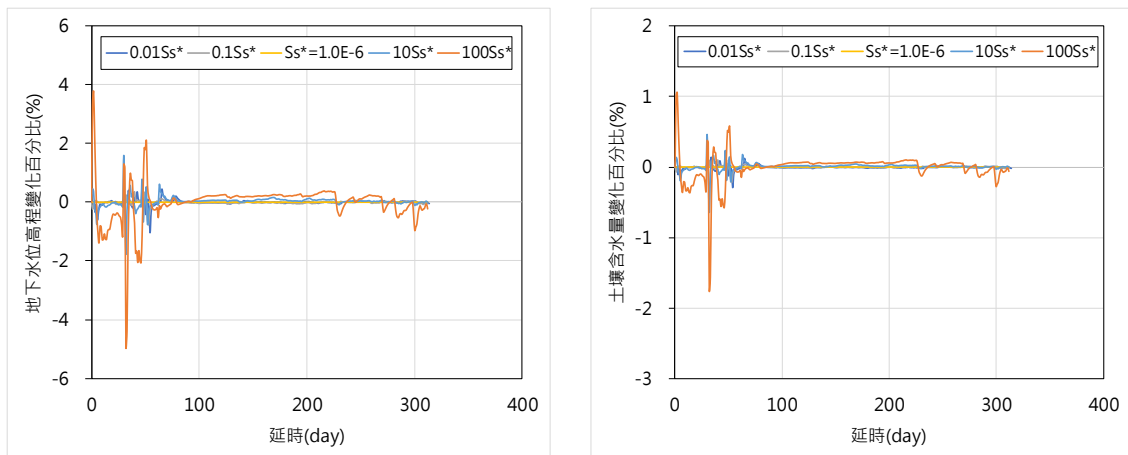


(a) 地下水位變化量

(b) 土壤含水量變化量

圖 6.3.5-6 孔隙率改變對地下水位及土壤含水量之影響

Figure 6.3.5-6 Effect of porosity changes on groundwater level and soil moisture content

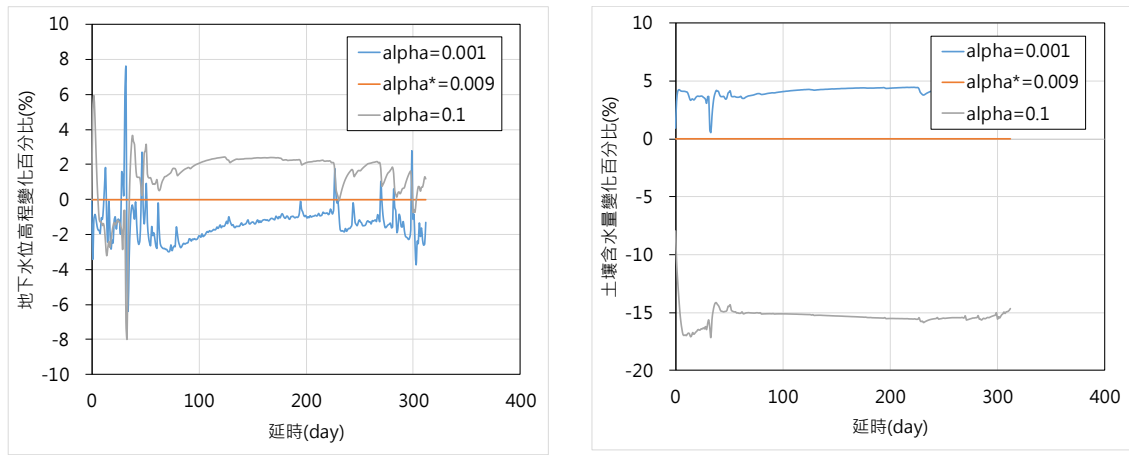


(a) 地下水位變化量

(b) 土壤含水量變化量

圖 6.3.5-7 比蓄水係數改變對地下水位及土壤含水量之影響

Figure 6.3.5-7 Effect of storage coefficient changes on groundwater level and soil moisture content

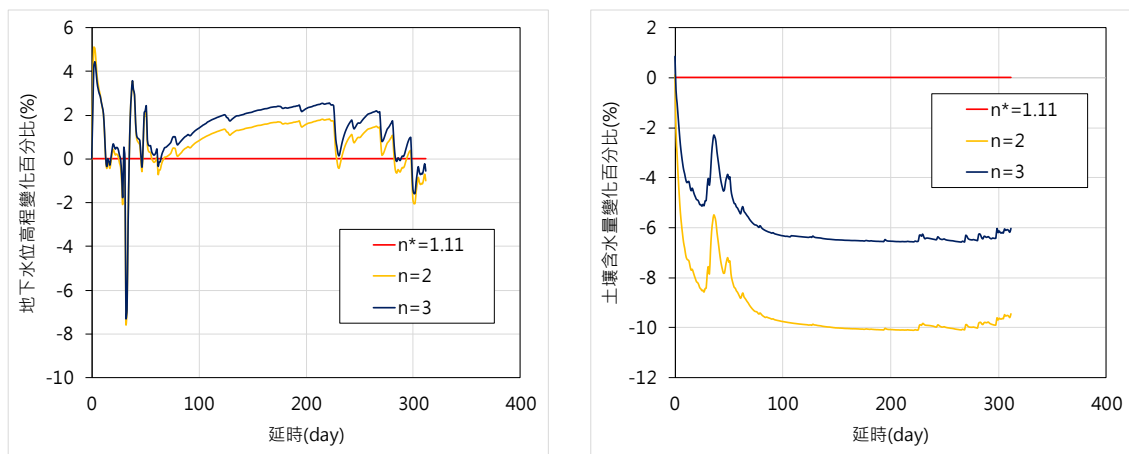


(a) 地下水位變化量

(b) 土壤含水量變化量

圖 6.3.5-8 土壤水分特性曲線參數 α 改變對地下水位及土壤含水量之影響

Figure 6.3.5-8 Effect of parameter α of the soil water characteristic curves changes on groundwater level and soil moisture content



(a) 地下水位變化量

(b) 土壤含水量變化量

圖 6.3.5-9 土壤水分特性曲線參數 n 改變對地下水位及土壤含水量之影響

Figure 6.3.5-9 Effect of parameter n of soil water characteristic curves changes on groundwater level and soil moisture content

本計畫率定完成後之模式，再以率定完成之地下水流場進行暫態模擬 (2018/7/24~2019/9/30)，即可獲得車心崙場址地下水流場及土壤含水量之分布情形。比對 107-D008-3WT 鑽孔之地下水位歷線，顯示地下水位高程模擬與觀測水位歷線趨勢大致相同，其相關係數為 0.51，如圖 6.3.5-10 所示。

以 2018/8/24、2018/9/30 及 2019/8/17 為例，說明車心崙場址之地下水流速與流向分布情形，如圖 6.3.5-11 所示；由圖可知，車心崙場址地下水流向主要為由坡頂至坡趾方向流動，整體以土壤層及近坡趾之流速較大，約為 10^{-8} 至 10^{-4} m/s 數量級，而往地表深層之地下水流速則愈小，如圖 6.3.5-11 地質剖面的成果，其流速約為 10^{-9} 至 10^{-8} m/s 數量級。另外，根據 2018/8/24、2018/9/30 及 2019/8/17 的地下水流速及流向分析成果，2018/8/24 為 107 年 0823 熱帶低壓事件期間以及 2019/8/17 為今(108)年度 8 月的豪雨事件，代表此時車心崙場址應為較濕潤情況，而此之前已陸續降下不少雨量，因此車心崙場址受到降雨入滲補注後，可看出地表表層的地下水流速變化呈現明顯變化，尤其是下邊坡崩滑體範圍，此為車心崙場址於降雨期間地下水主要流動區位，而於其地表下亦有顯著的流速變化。

而本計畫土壤含水量則是以飽和含水量及殘餘含水量搭配土壤飽和度計算而得，由觀測得之土壤含水量值（2018/7/29、2018/8/24、2018/8/17）與模擬結果進行比較，如圖 6.3.5-12 之成果顯示，土壤含水量隨不同降雨條件呈現時間與空間之分布特徵，因土壤含水量觀測深度分別從 0.5 公尺至 2 公尺不等深度，故由地質剖面成果可知，觀測深度之模擬成果值落於 33% 至 36% 之間，與現地觀測值相近。

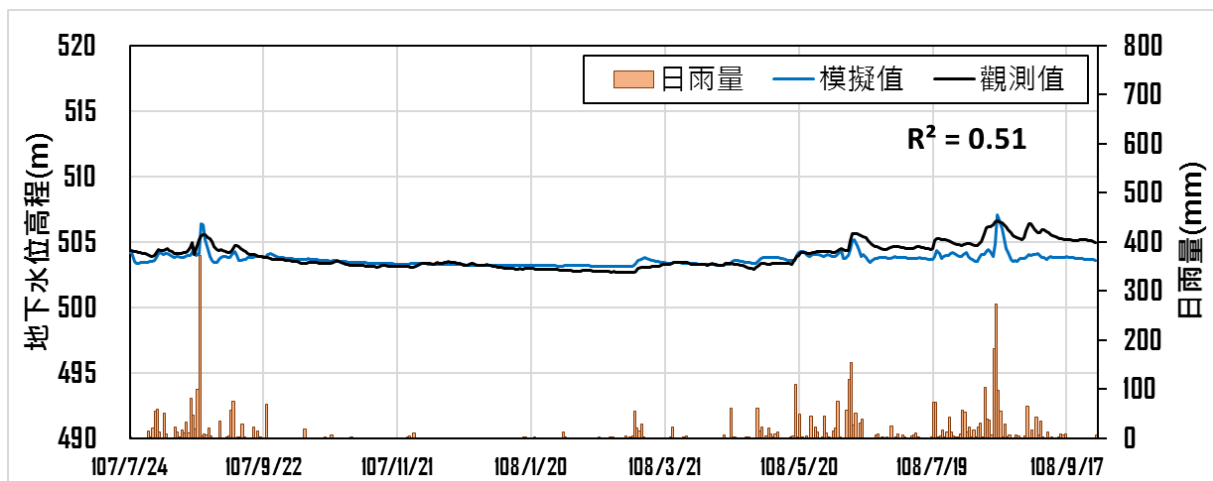


圖 6.3.5-10 D008 車心崙場址 107-D008-3WT 鑽孔地下水位模擬成果

Figure 6.3.5-10 Simuated and observed hydraulic head of 107-D008-3WT of D008 Chexinlun site

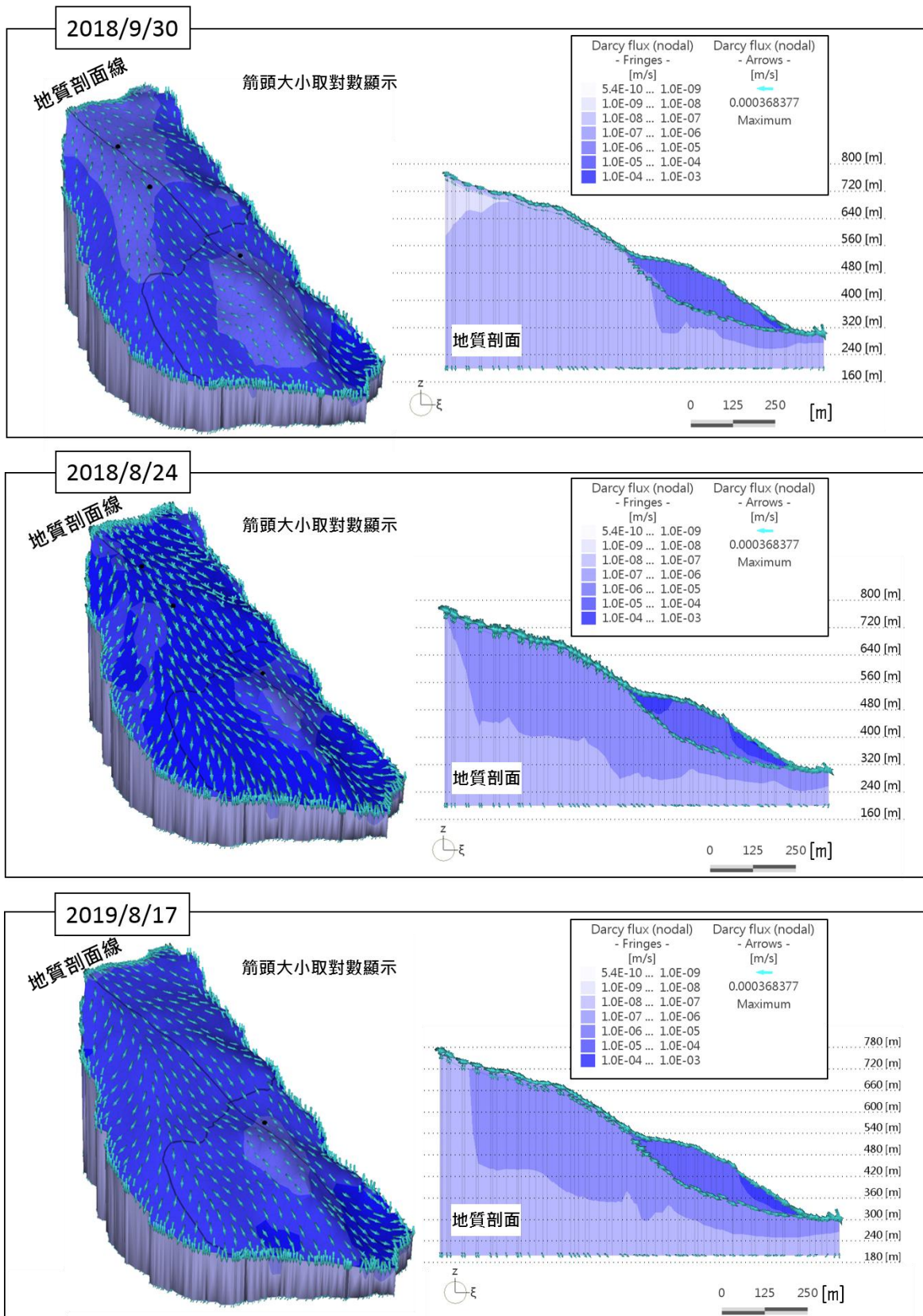


圖 6.3.5-11 車心崙場址不同時間地下水流速及流向之空間變化情形

Figure 6.3.5-11 Spatial variations of groundwater flow velocity and flow direction at different times in the Chexinlun site

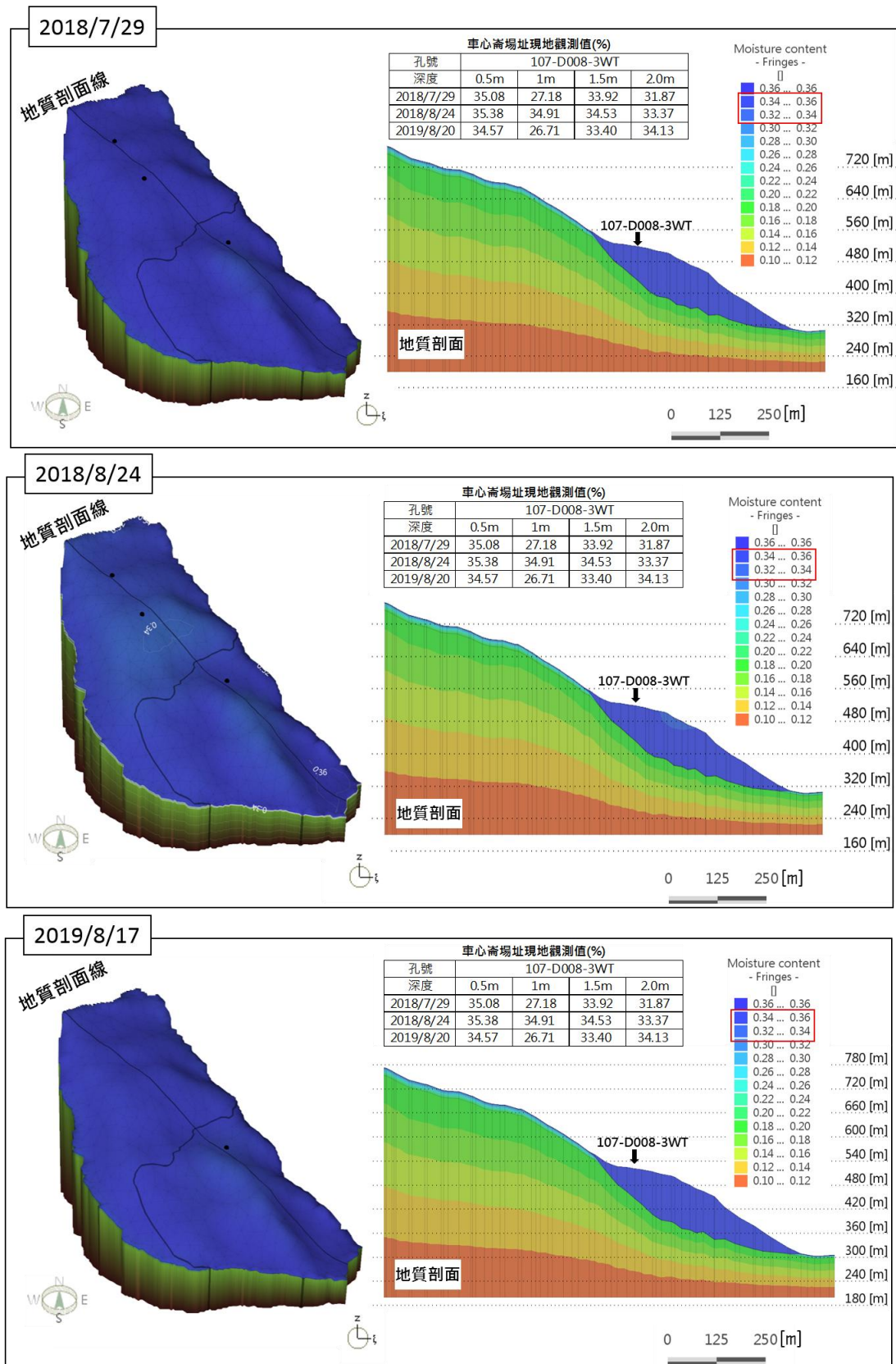


圖 6.3.5-12 車心崙場址三維土壤含水量不同時間及空間之分布與變化

Figure 6.3.5-12 Estimation of temporal and spatial variations of soil moisture at the Chexinlun site

(四) 車心崙場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析

去(107)年度受限於觀測資料有限，僅能透過觀測期間的水位資訊進行車心崙場址的穩定性分析，今(108)年度則於車心崙場址辦理持續觀測。本節旨在延續去(107)年度二維水文地質概念模型，整合持續觀測的水文資料，進一步建置車心崙場址 B 滑動區的二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式，且透過淺層土壤含水量及地下水位等觀測成果進行分析模式率定。期末階段則透過上述經率定後之模式重新檢視各種可能破壞情境及研擬山崩門檻值，評估所得之最可能破壞情境將進一步評估其下坡影響範圍，以動態修正去(107)年度之評估成果。

本(108)年度已透過自 2018 年 7 月至 2019 年 10 月期間，總計 15 個月之觀測數據進行模式率定分析工作，進一步提出可能破壞情境模擬更新、下坡影響範圍評估及山崩門檻值探討等內容。

1. 二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式

本計畫所採二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式如圖 6.4.1-1 所示，此分析模式係採用 GeoStudio 程式並結合各坡地獨特之水文、地質與水文地質特性，從降雨入滲引致地下水位變化，進而導致邊坡失穩之潛勢評估模式(財團法人中興工程顧問社，2008~2013)。模式中所需之參數均透過現地試驗或調查而得，分析模式的可靠性與準確性則透過現地監測資料進行率定與驗證。

上述分析模式於建立水文地質概念模型時須先界定分析範圍，可根據地質鑽探、地球物理調查與孔內攝影調查成果建立坡地幾何網格，輸入所需之水文地質參數，再設定初始條件及邊界條件即完成初步的水文地質概念模型。進行邊坡降雨入滲及滲流分析時，可先由現地監測資料或以水文地質邊界透過 SEEP/W 模組定出初始地下水位，再輸入特定降雨事件之強度及延時資料進行降雨入滲分析。

為模擬數值模型中飽和-不飽和土壤間的滲流行為，需於分析中建立不飽和水力傳導函數關係，此函數除可直接由實驗求得外，GeoStudio 軟體亦提供 Fredlund et al. (1994)、Green 和 Corey(1971)及 Van Genuchten (1980)等理論模式供選擇。若需進行暫態滲流分析時，則需建立體積含水量函數

(volumetric water content function)，即土壤水分特徵曲線。本計畫以壓力鍋試驗求得此函數。除現地或室內的試驗方法外，GeoStudio 尚提供 Arya 和 Paris (1981)、Modified Kovacs (Aubertin et al., 2003)、Fredlund 和 Xing (1994) 及 Van Genuchten (1980)等理論模式供選擇。上述各理論模式於 GeoStudio 的差異在於輸入參數不同，可視所擁有之參數資料選用適當理論模式，並透過 SEEP/W 模組即可建立降雨入滲引致地下水位變化的分析模式。

邊坡穩定性分析則採用上述 SEEP/W 模組分析所得的地下水位資料作為 SLOPE/W 模組的輸入資料，再計算其安全係數。SLOPE/W 模組採極限平衡理論進行邊坡穩定分析，包含 GLE、Spencer、Bishop、Ordinary、Janbu、Sarma、Morgenstern-Price 等方法，可對不同土體類型、複雜地層和滑移面形狀的邊坡進行二維穩定性分析。由於降雨入滲時的地下水位會隨降雨歷線與延時而改變，故將上述分析所得每個時間間隔的地下水位轉至 SLOPE/W 模組分析時，邊坡穩定之安全係數即隨地下水位而變化，呈現安全係數隨時間的關係曲線。

透過上述分析流程，即可建立從降雨、入滲、地下水位變化乃至邊坡穩定性變化之分析模式。受限於計畫規模，本計畫規劃執行之現地試驗與室內試驗之數量仍有其限制，故相關分析參數不足處則利用既有降雨入滲公式與前人相關文獻進行檢討，選擇適用之參數資料。此外，本計畫於車心崙場址具有降雨量、地下水位、淺層土壤含水量、地表與地中位移等資料，可供參數回饋分析之用外，更能與模擬分析結果進行比對與驗證。為有效量化地下水位及淺層土壤含水量模擬之成效，本計畫採用平均絕對誤差(Mean Absolute Error, MAE)及平均相對誤差(Mean Relative Error, MRE)的觀念進行評估，如式 6.4.1-1 及式 6.4.1-2 所示，其中 X_s 與 X_m 分別為觀測值和模擬值。

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |(x_m - x_s)_i| \times 100\% \quad (\text{式 6.4.1-1})$$

$$MRE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|(x_m - x_s)_i|}{(x_s)_i} \times 100\% \quad (\text{式 6.4.1-2})$$

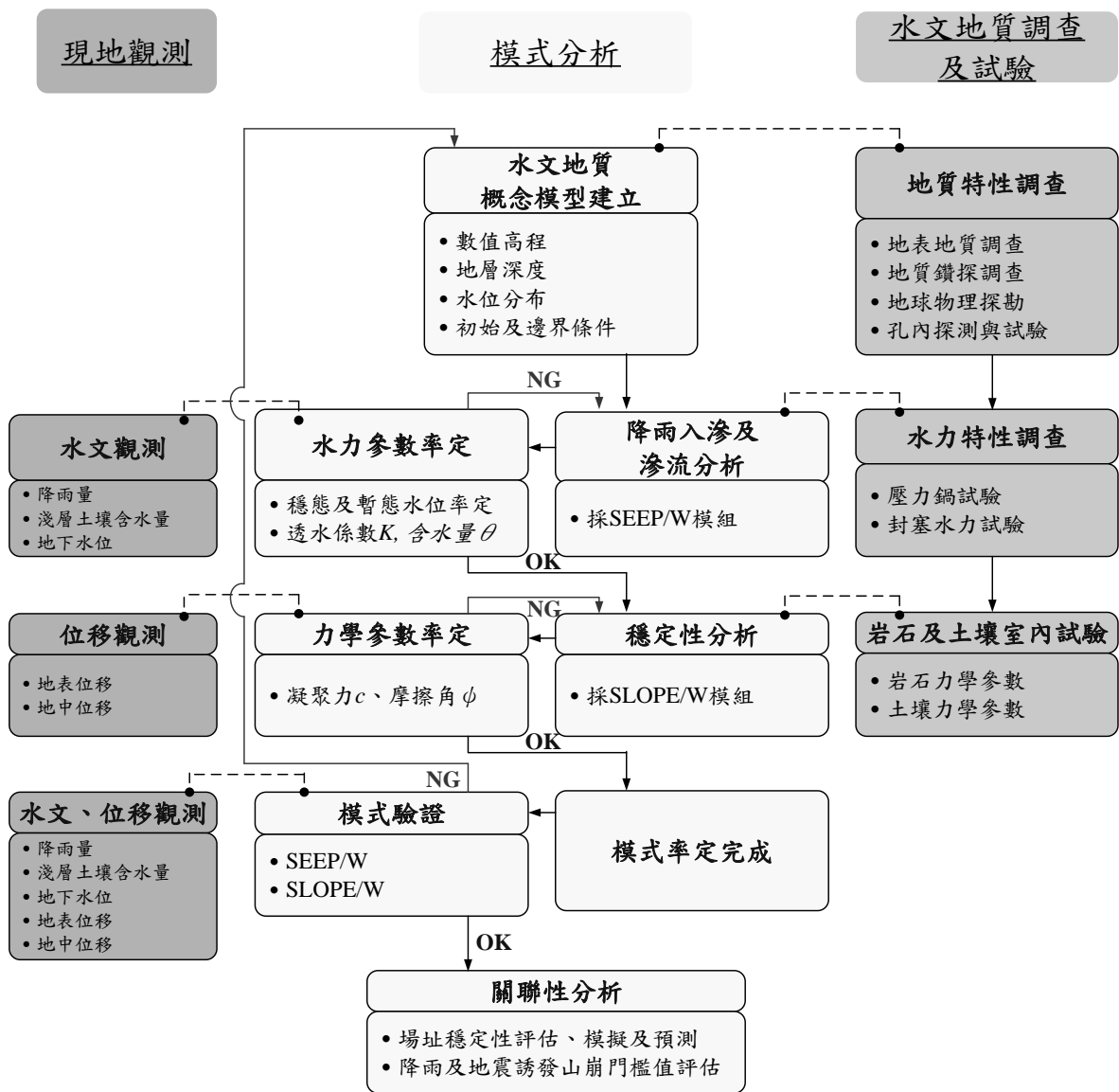


圖 6.4.1-1 二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析流程圖

Figure 6.4.1-1 Two-dimensional rainfall infiltration-groundwater seepage-slope stability analysis flowchart

2. B 滑動區回饋分析

(1) 水文地質概念模型

B 滑動區之數值地形係採地調所「高解析度數值地形資料」轉出 6m DEM 建置而成，二維分析剖面始自頂部稜線，經 107-D008-1、107-D008-2T、107-D008-3WT 等鑽孔至下邊坡溪溝為止，如圖 6.1-1 所示。透過 ArcGIS 程式可建立分析剖面的高程，再依照地表地質調查、地質鑽探調查、地球物理探測成果決定各水文地質單元之地層深度及潛在滑動塊體。研究區域之水文地質單元可分為：(a) 土壤層、(b) 風化岩層、(c) 砂岩層 2、(d) 砂岩夾頁岩層、(e) 砂岩層 1、(f) 十六份頁岩層、(g) 崩滑體等。圖 6.4.2-1 為 B

滑動區之水文地質概念模型，透過本計畫地下水位觀測數據率定，進行二維地下水流場分析，將模型底部(AB)及左側邊界(RA)設定為無流量邊界(no-flux boundary)；右側邊界(SB)設定為定水頭邊界(constant head boundary)，率定後之常時穩態水位顯示如圖 6.4.2-1 所示。為能模擬降雨入滲及未飽和行為，B 滑動區的土壤層、風化岩層及崩滑體採用未飽和模式，其土壤水份特性曲線及參數如圖 6.3.4-1 所示。

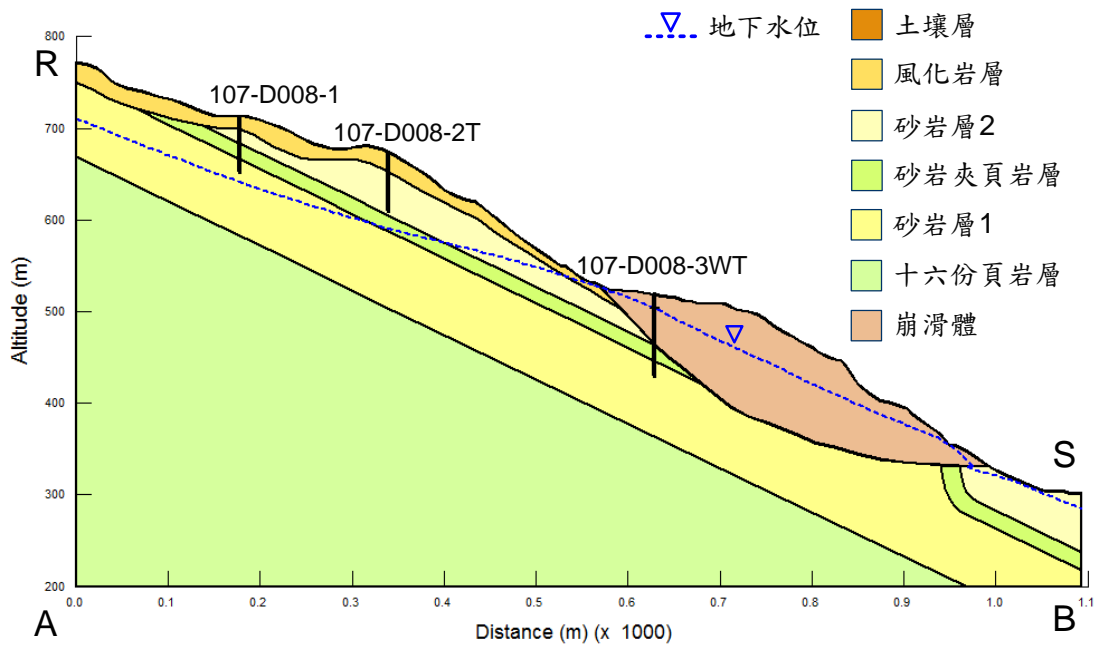


圖 6.4.2-1 D008 車心崙場址之水文地質模型

Figure 6.4.2-1 Hydrogeological conceptual model of D008 Chexinlun site

(2) 模式率定

車心崙場址於去(107)年度計畫期間遭逢瑪莉亞(7/9-7/11)、山竹(9/14-9/15)等兩場颱風事件，本計畫建置之地下觀測系統自民國 107 年 7 月起全面運作，迄今所獲觀測數據已超過 1 年以上。本計畫採用 2018/7/24 至 2019/10/31 期間，總計 15 個月的地下觀測資料進行二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式的率定工作。分析模式中採降雨量作為輸入條件，經 GeoStudio 的 SEEP/W 模組分析可得不同時階的淺層土壤含水量及地下水位，將之與實際觀測數據進行比對，反覆調校至兩者具有一致趨勢為止。

B 滑動區地下水位擬合成果繪製如圖 6.4.2-2 所示，圖中藍色長條柱代表逐日降雨量、紅色圓點代表 107-D008-3WT 水位井的觀測成果、綠色實線代表 107-D008-3WT 水位井的數值模擬成果。由圖 6.4.2-2 可知 107-D008-3WT 水位井初期水位約在地表下 15 公尺，在 107 年 823 豪雨及 108 年 816 豪雨事件中，地下水位抬升近 2 公尺，顯見其地下水位與降雨量有相當程度的關聯性。本計畫模式分析成果顯示在該二場豪雨事件亦有對應之地下水位抬幅，模擬水位之變化趨勢與觀測資料相似，惟模擬水位變化抬幅略高於觀測資料，分析成果偏向保守側。

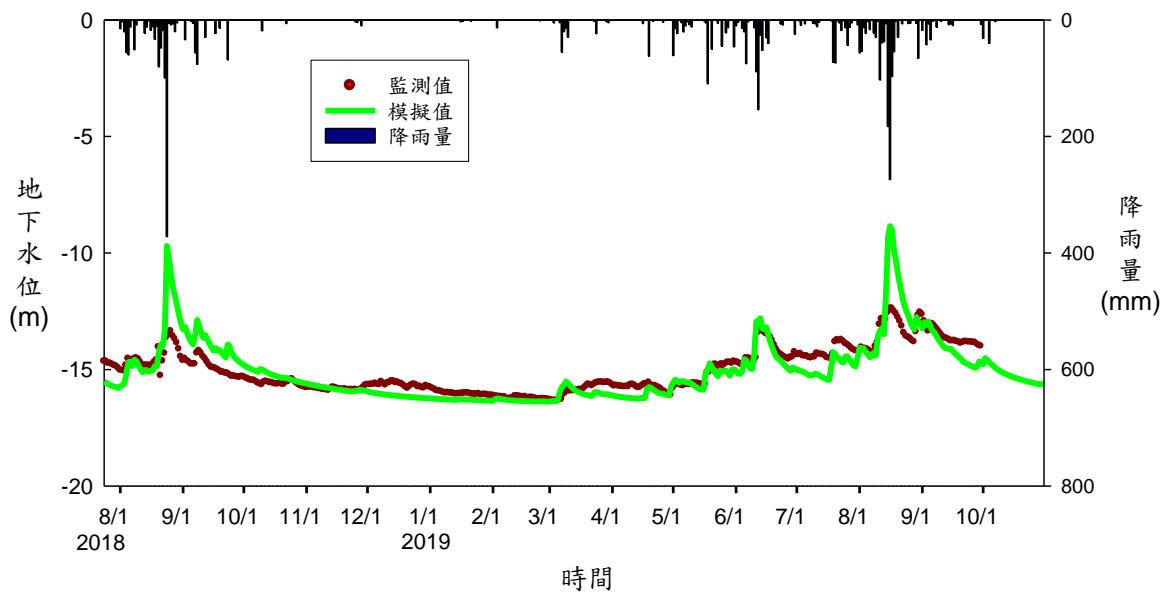


圖 6.4.2-2 D008 車心崙場址地下水位擬合成果

Figure 6.4.2-2 Groundwater level fitting results of D008 Chexinlun site

B 滑動區淺層土壤含水量自 107 年 7 月 27 日起 開始有連續自動觀測紀錄，本計畫採用 107 年 7 月 27 日至 108 年 10 月 31 日期間觀測數據進行淺層土壤含水量擬合比對。圖 6.4.2-3 彙整 B 滑動區淺層土壤含水量(以地表下 1.0 公尺之含水量數據為例)的模擬成果與觀測成果，圖中顯示 107 年 823 豪雨事件期間，其含水量有大幅抬升現象，累計增加約 8%的體積含水量，然 107 年 9 月中旬至 108 年 3 月上旬甚少有降雨事件，淺層含水量持續降低，108 年 3 月中旬後開始有較顯著降雨事件，淺層含水量會隨降雨事件而提升。經計算，B 滑動區淺層土壤含水量的平均絕對誤差(MAE)為 1.01 %，

若以此基準修正，可重新繪製模擬成果與觀測成果的含水量變化量如圖 6.4.2-4，由圖可知本計畫模擬成果與觀測成果之趨勢具有相當的一致性。

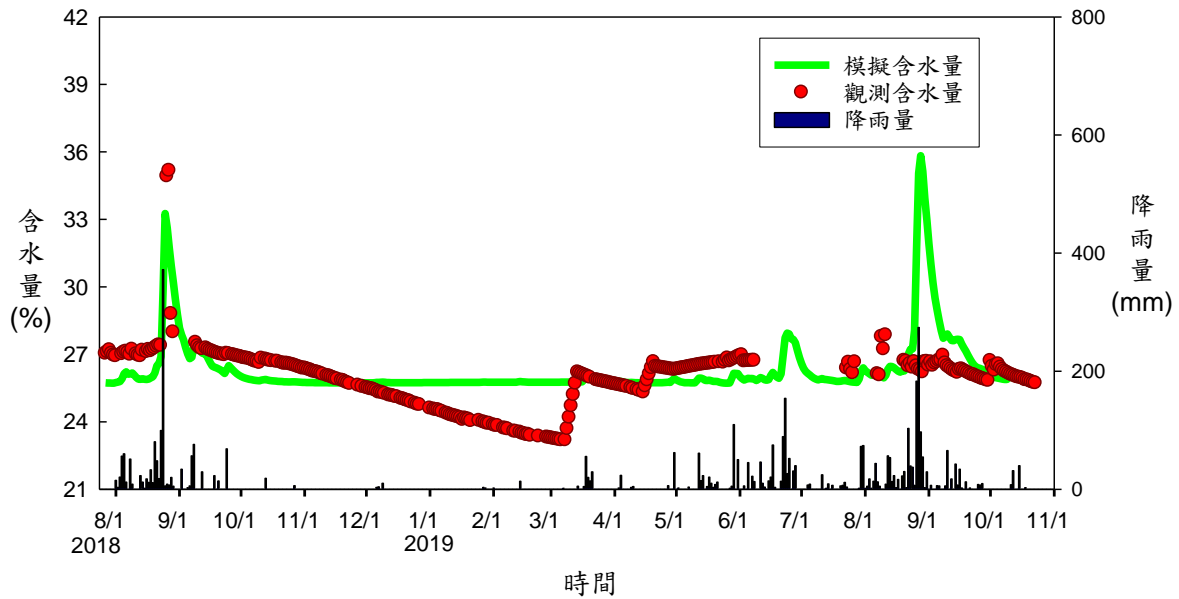


圖 6.4.2-3 D008 車心崙場址淺層土壤含水量擬合比對圖

Fig.6.4.2-3 Fitting comparison of soil water content at D008 Chexinlun site

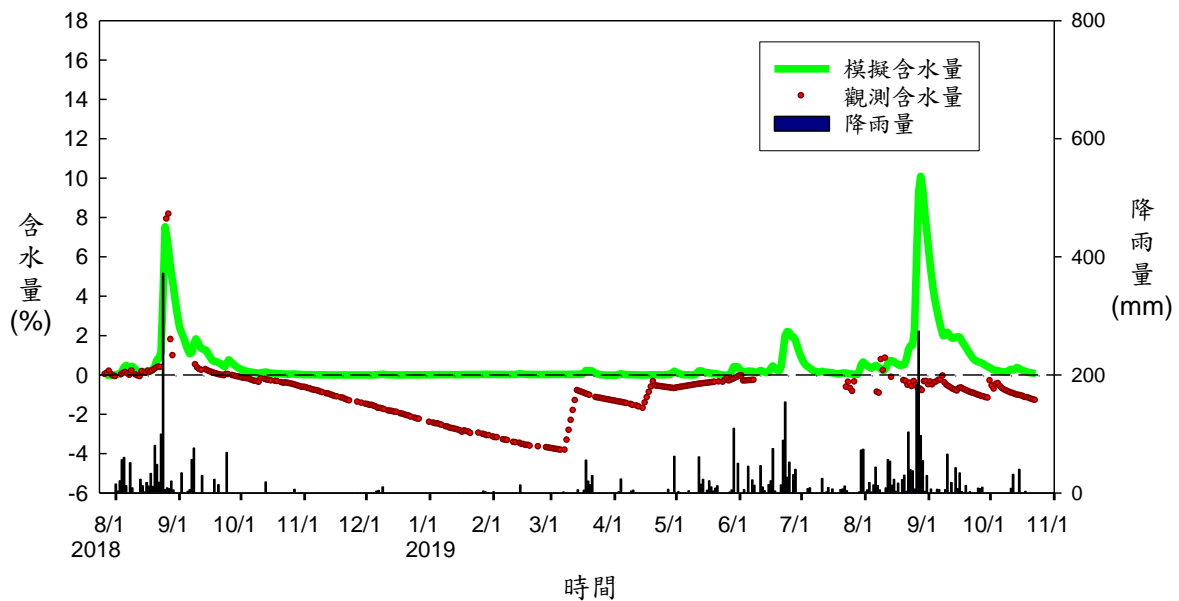


圖 6.4.2-4 D008 車心崙場址淺層土壤含水量擬合趨勢圖

Fig.6.4.2-4 Fitting trend of soil water content at D008 Chexinlun site

B 滑動區的模式率定成效彙整如表 6.4.2-1 所示，結果顯示淺層土壤含水量及地下水位的平均絕對誤差(MAE)分別為 1.01 % 及 0.477 m，平均相對

誤差(MRE)分別為 3.70 % 及 3.47 %。前述平均相對誤差(MRE)均小於 10%，顯示分析模式擬合成果良好，率定後之水文地質概念模型已具有足夠之代表性，可供執行後續情境模擬與關聯性研究之用。此外，現階段經率定後 B 滑動區之簡化地層參數彙整如表 6.4.2-2 所示。

表 6.4.2-1 D008 車心崙場址模式率定成效

Table 6.4.2-1 Model calibration results of D008 Chexinlun site

觀測項目	編號	率定期間	MAE	MRE
淺層土壤含水量	107-D008-C01	2018/07/24~ 2019/10/31	1.01 %	3.70 %
地下水位	107-D008-3WT	2017/07/24~ 2019/10/31	0.477 m	3.47 %

表 6.4.2-2 D008 車心崙場址率定後簡化地層參數

Table 6.4.2-2 Simplified strata parameters after calibration at D008 Chexinlun site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)	透水係數 (m/s)
土壤層	1.92	9	27.5	1.10×10 ⁻⁴
風化岩層	2.55	357	30.0	1.00×10 ⁻⁵
砂岩層 2	2.61	1604	48.0	1.50×10 ⁻⁵
砂岩夾頁岩層	2.6	689	33.2	1.50×10 ⁻⁶
砂岩層 1	2.61	1604	48.0	1.50×10 ⁻⁵
十六份頁岩	2.58	1500	40.0	1.50×10 ⁻⁸
崩滑體	2.39	130	33.0	2.89×10 ⁻⁵

(3) 可能破壞情境模擬更新

各分析情境之設定分別為：(1) 常時情境係採前述率定後之穩態水位作為常時水位，且不考量地震力作用；(2) 823 豪雨情境係採前述率定後 823 豪雨期間水位進行分析，且不考量地震力作用；(3) 816 豪雨情境係採前述率定後 816 豪雨期間水位進行分析，且不考量地震力作用；(4) 地震情境係

採常時水位且考量地震力，其地震力參考「建築物耐震設計規範及解說」之規定，本計畫範圍水平加速度係數 Z 直接取 $Z=0.4SDS$ 進行分析，計畫範圍所在分區為雲林縣古坑鄉 $SDS=0.8$ ，故計畫範圍水平加速度係數 Z 為 0.32 ，該值為 475 年頻率週期迴歸之尖峰值。依據高速鐵路設計規範，於進行邊坡穩定分析時，採用該值之 50% 做為設計時水平地震力係數，故採用 $k_h=0.16$ ， $k_v=0.08$ 進行分析。

D008 車心崙場址穩定分析主要透過 GeoStudio 程式內建「Auto Locate」功能自動分析滑動塊體之安全係數，各情境之分析條件及穩定性評估成果彙整如表 6.4.2-3、圖 6.4.2-5 所示。由分析成果可知，計畫範圍於地震分析情境(圖 6.4.2-6)時，程式自動模擬獲得之滑動塊體安全係數已低於 1.0，顯示本區域有崩塌潛勢之虞，後續應關注其活動性。

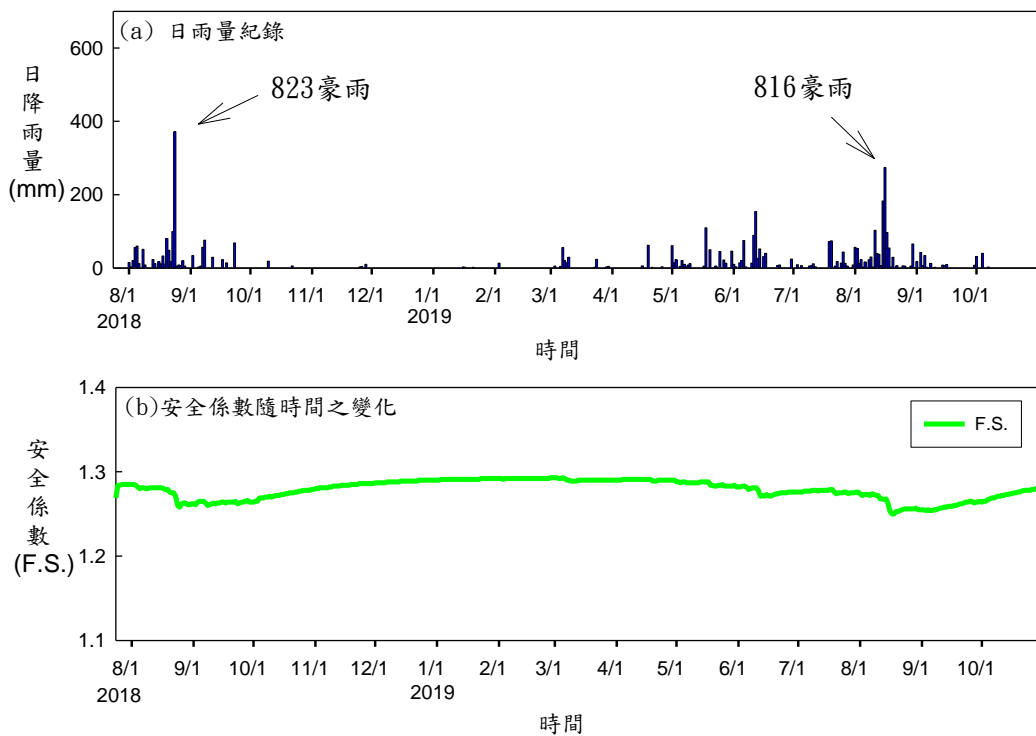


圖 6.4.2-5 D008 車心崙場址潛在滑動塊體安全係數 FS 變化

Figure 6.4.2-5 The variation of safety factor of potential slide block at D008 Chexinlun site

表 6.4.2-3 D008 車心崙場址邊坡穩定性評估成果表

Table 6.4.2-3 Slope stability assessment Results of D008 Chexinlun site

潛在滑動塊體	分析情境	分析條件	安全係數	崩塌長度 (m)	崩塌厚度 (m)
Auto	常時	常時水位、無地震力	1.27	—	—
	823 豪雨	823 豪雨期間率定水位、無地震力	1.26	—	—
	816 豪雨	816 豪雨期間率定水位、無地震力	1.25	—	—
	地震	常時水位、有地震力($k_h=0.16$, $k_v=0.08$)	0.96	308.4	46.7

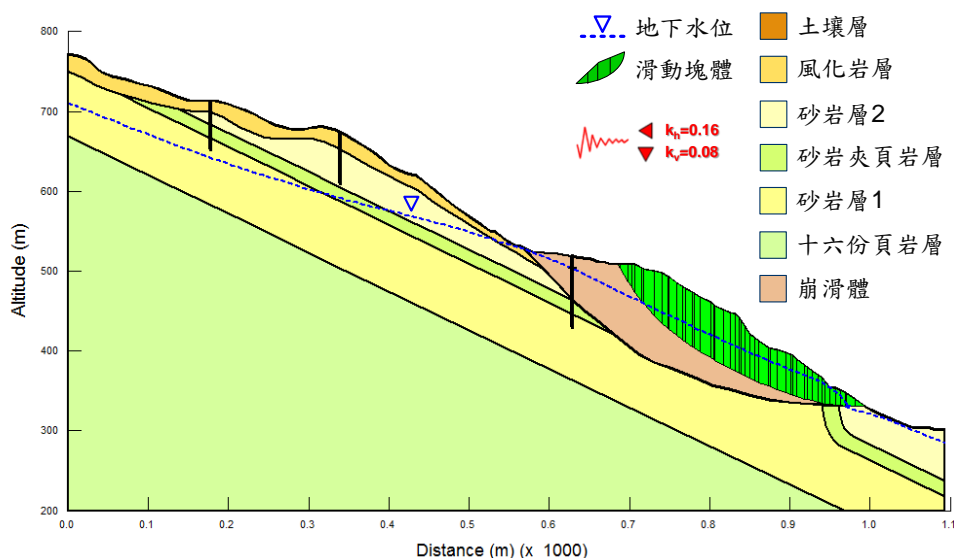


圖 6.4.2-6 地震情境穩定性評估分析成果

Figure 6.4.2-6 The stability assessment result of earthquake scenario

(五) 車心崙場址山崩門檻值精進研究

1. 降雨誘發山崩門檻值探討

本節以 6.4 節分析成果為基礎，給定特定之降雨條件，用以為探討降雨誘發山崩之機制。降雨條件設定為：降雨強度 30 mm/小時、降雨延時 72 小時、降雨型態為均勻雨型、總降雨量為 2,160 mm。圖 6.5.1-1 為車心崙場址邊坡穩定分析安全係數隨累積降雨量之變化曲線，成果顯示潛在滑動塊體的安全係數隨累積降雨增加而遞減，但遞減速率甚緩，累積雨量達 2,160 mm 後，其安全係數仍有 1.23，顯示車心崙場址雖因降雨地下水位抬升使得安全係數下降，但降雨誘發崩塌之可能性較低。未來地下水位若有更顯著變動情形，或可持續修正率定模式。

2. 地震誘發山崩門檻值探討

本節以 6.4 節分析成果為基礎，逕行給定不同地震力之條件，用以為探討地震誘發山崩之機制。降雨條件設定為：地表最大加速度(PGA)介於 0 至 560 gal。圖 6.5.1-2 顯示 PGA 與安全係數之變化關係，成果顯示邊坡之安全係數會隨 PGA 增加而降低，當 PGA 達 300 gal 時，安全係數已降至 1.0，顯示此時潛在滑動塊體已具發生崩塌之潛勢。

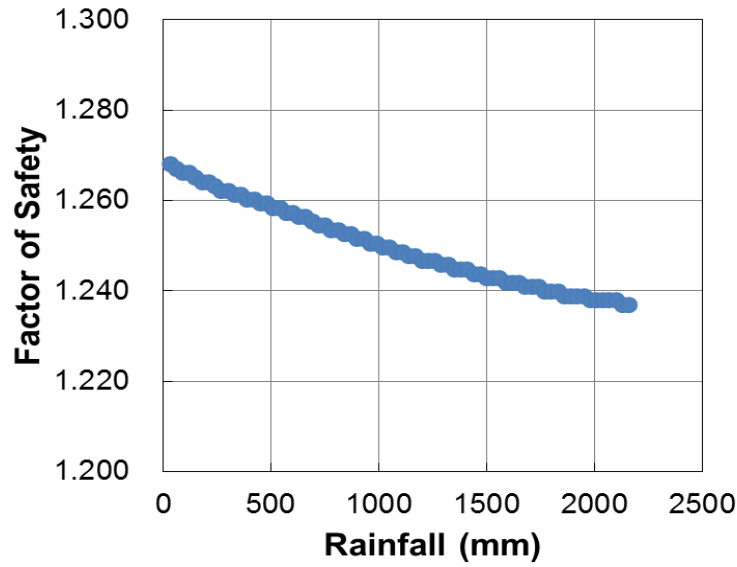


圖 6.5.1-1 D008 車心崙場址降雨誘發山崩門檻值曲線

Figure 6.5.1-1 Rainfall-induced landslide threshold of D008 Chexinlun site

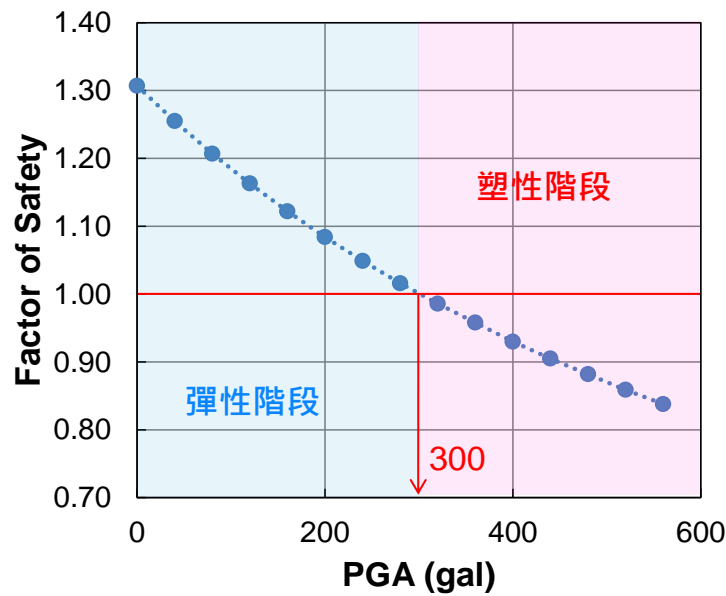


圖 6.5.1-2 D008 車心崙場址地震誘發山崩門檻值曲線

Figure 6.5.1-2 Earthquake-induced landslide threshold of D008 Chexinlun site

(六) 車心崙場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

為釐清崩塌地破壞後所造成的土砂運移行為及堆積範圍，本計畫利用現地鑽探調查與相關力學試驗分析成果，由於分析結果顯示潛在滑動塊體材料為岩盤上之崩積層(岩屑崩滑)，依據災害適用類型，採 RAMMS 數值模擬軟體(岩體滑動則以 PFC 模擬)，以了解災後潛在影響範圍及重要設施保全分析，進而提供整體監測治理方案之規劃依據。本節之土砂運移分析首先將現地調查覆核後之山崩微地形特徵，判釋圈繪其滑體範圍，再將前節中所採用二維穩定分析所得之潛在崩滑(不穩定)深度，以模擬關鍵滑動(崩落)塊體之深度與面積(由山崩微地形判釋圈繪而得)，進一步輸入至數值模擬供初始建模使用。

經篩選後，D008 車心崙場址計有二關鍵塊體可能於地震情境下發生破壞，關鍵塊體數值模擬參考本計畫現地岩心鑽探取樣之相關試驗資料，以提供研究區內崩塌地數值模擬材料參數設定依據。在情境分析方面，由於前節中對各項災害情境之穩定性分析結果指出，當地震情境下，D008 車心崙場址分析剖面之坡腹處有二關鍵塊體可能發生崩積層破壞，滑動塊體之滑動深度約 46.7m；如表 6.6-1 所示，其相關數值模擬參數皆由本計畫試驗取得。本小節將對該兩處進行破壞後之影響範圍數值模擬，其中本年度精進分析中，將針對關鍵塊體 B 地震情境加入動床崩塌模擬，以評估定床與動床效應對於下游保全對象之危害及溢淹範圍。

在定床模擬設定上，本節之模擬將以上述情境分析所獲得之崩塌地長度及厚度進行 RAMMS 分析時之初始量體。其餘之 RAMMS 模擬輸入參數如表 6.6-2 所示，模擬輸入之地形以業主提供之 6 m 精度光達地形進行模擬，崩塌模擬材料單位重與摩擦角均取自室內力學試驗值。而紊流黏滯係數(ξ)則依 RAMMS 手冊與 Schraml et al. (2015)歸納之量體分級建議合理給予輸入量值。而在動床模擬情境中，沖蝕密度與最大沖蝕深度為取自現地取樣及室內試驗結果，餘參數因目前仍無對應之地真資料，故參酌 RAMMS 手冊之建議，酌取與現地環境相似之合理範圍輸入模式。RAMMS 模擬終止時間則以模擬任意步階之瞬時動量小於最大動量之 5%，即停止計算視為崩塌運動終止。

表 6.6-1 D008 車心崙場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境

Table 6.6-1 Numerical simulation scenario of D008 Chehsinlun site

分析情境	關鍵塊體	分析 FS	崩塌地長度(m)	平均厚度(m)
地震	A (定床)	0.96	308	46.7
地震	B (定床)	0.96	308	46.7
地震	B (動床)	0.96	308	46.7

表 6.6-2 D008 車心崙場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表

Table 6.6-2 Material property and terrain data of D008 Chehsinlun site for RAMMS simulation

輸入參數	A 塊體(定床)	B 塊體(定床)	B 塊體(動床)
地形精度(m)	6	6	6
模擬面積(A, m ²)	24,499	58,622	58,622
模擬深度(h, m)	46.7	46.7	46.7
模擬崩塌量體(V, m ³)	1,144,103	2,737,647	2,737,647
單位重(γ_s , kN/m ³)	23.9	23.9	23.9
摩擦角(ϕ , deg.)	33	33	33
紊流黏滯係數 (ζ , m/s ²)	600*	600*	600*
凝聚力(kPa)	115	115	115
沖蝕層密度(t/cm ³)			1.92
沖蝕率(m/s)			0.025 (Berger et al., 2011)
潛在沖蝕深度 (per kPa)			0.1 (Frank et al., 2017)
臨界剪應力(kPa)			1.0 (Schrch et al. 2011)
最大沖蝕深度(m)			1.0

*RAMMS 手冊建議 ζ 值：顆粒流類型(100-200 m/s²)；流體化崩塌(200-1,000 m/s²)。Schraml et al. (2015)歸納崩塌土砂量體大於 10⁶ m³，其 ζ 值介於 200-1000 m/s²。本例取其平均值 600 m/s²。反之，小於崩塌土砂量體小於 10⁶ m³，其 ζ 值介於 200-500 m/s²。

RAMMS 模擬 D008 車心崙場址關鍵塊體 A(定床)崩塌歷程圖如圖 6.6-1 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 2,960 秒(49.3 分)。由地形貌得知該塊體為研究區東南側潛在岩體滑動坡腹處，受地震情境破壞下，於模擬崩塌初期該關鍵塊體將從東南側坡向朝重力方向潰散坍塌，邊坡上的主要崩塌於破壞起始後 40 秒抵達清水溪。滑動方向最低處為坡趾處的清水溪中游溪床，坍塌後土砂堆積前緣(下游處)距離 D008 車心崙場址坡趾約 890 m。本情境之最大坍塌堆積深度約 60 m(圖 6.6-2，關鍵塊體坡趾處)，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 6.7 m。清水溪內最深土砂堆積區為河道轉彎處溪床上，深度約達 20 m，滑動後之土砂擴散影響範圍甚廣(面積約 15.9 公頃；以土砂堆積深度 >6 cm 計算)，土砂堆積長度約 1.48 km，多堆積坡趾鄰近處之南、北側河道上，另有部分壅高及回淤現象。本塊體堆積區鄰接清水溪中游段並無施作防砂設施，但堆積區前源距離下游無名橋約 340 m(距離研究區場址約 1.2 km)，橋下淨空約 20 m，初步評估關鍵塊體 A 破壞後對下游聚落保全對象(桶頭里)較無直接衝擊。圖 6.6-3 則為 D008 車心崙場址關鍵塊體 A 崩塌歷程中各網格內最大速度等值圖，因塊體所在位置與溪床落差約 165 m，模擬成果呈現最大崩滑速度出現於崩塌初期($V=6.0-17.3$ m/s)，因關鍵塊體南側存在一蝕溝地形，坍塌過程中土砂運移至東南側清水溪後，因受東南側坡向溪岸地形阻擋，崩滑速度逐漸遞減($V<2.1$ m/s)。另本段清水溪溪床坡度較為平緩，故土砂遞移速度隨運移距離增加而逐漸降低。RAMMS 模擬結果說明於地震情境下，關鍵塊體崩塌土砂進入野溪之時間約為崩塌發生後 40 秒，此後土砂則呈現緩慢流動，逐漸向上游及下游擴散，運移速度皆小於 1 m/s，直至土砂動能趨緩而停止。

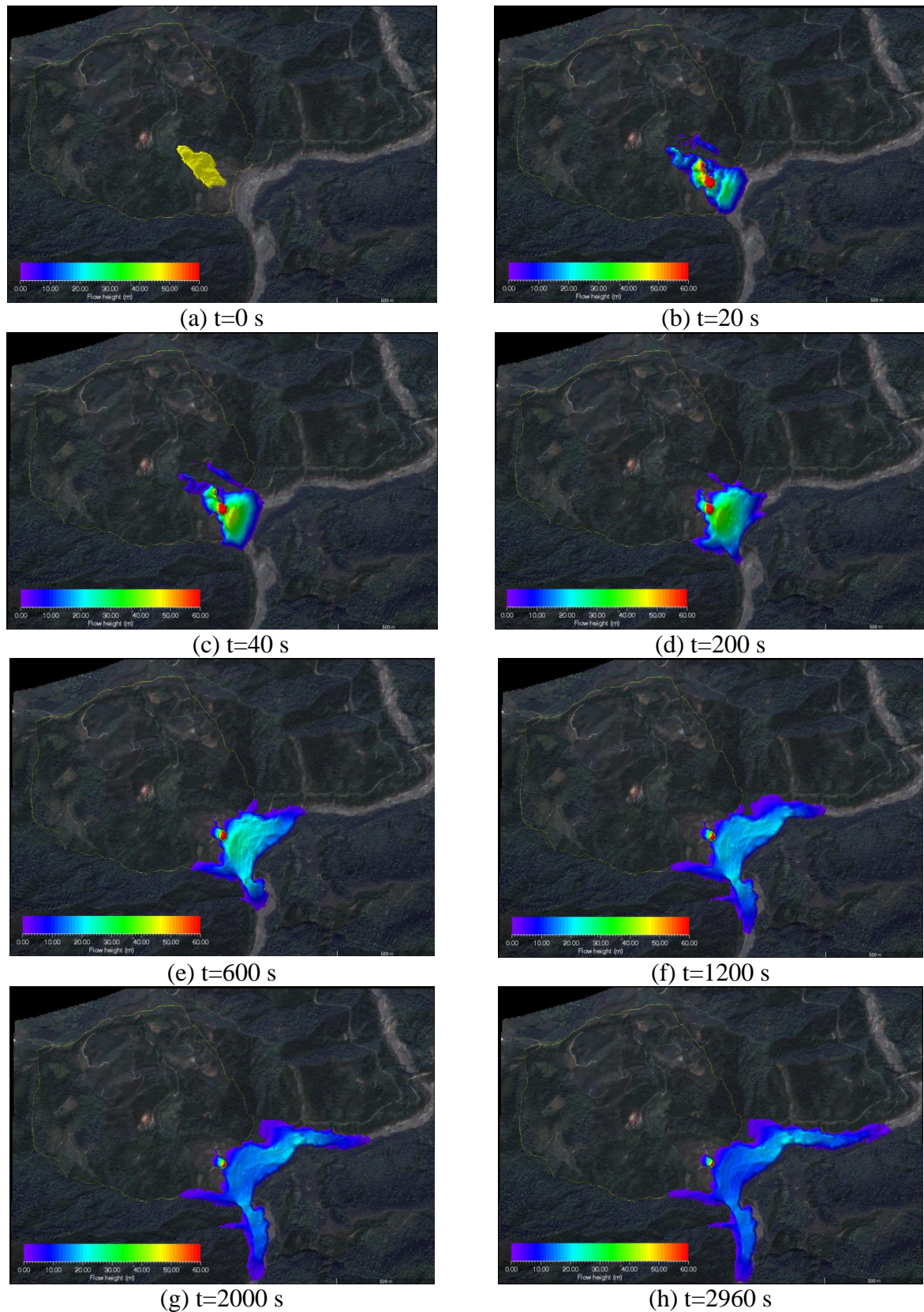


圖 6.6-1 D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)

Figure 6.6-1 The flow height of RAMMS simulation for different time series in D008 Chehsinlun site (A; fixed bed model)

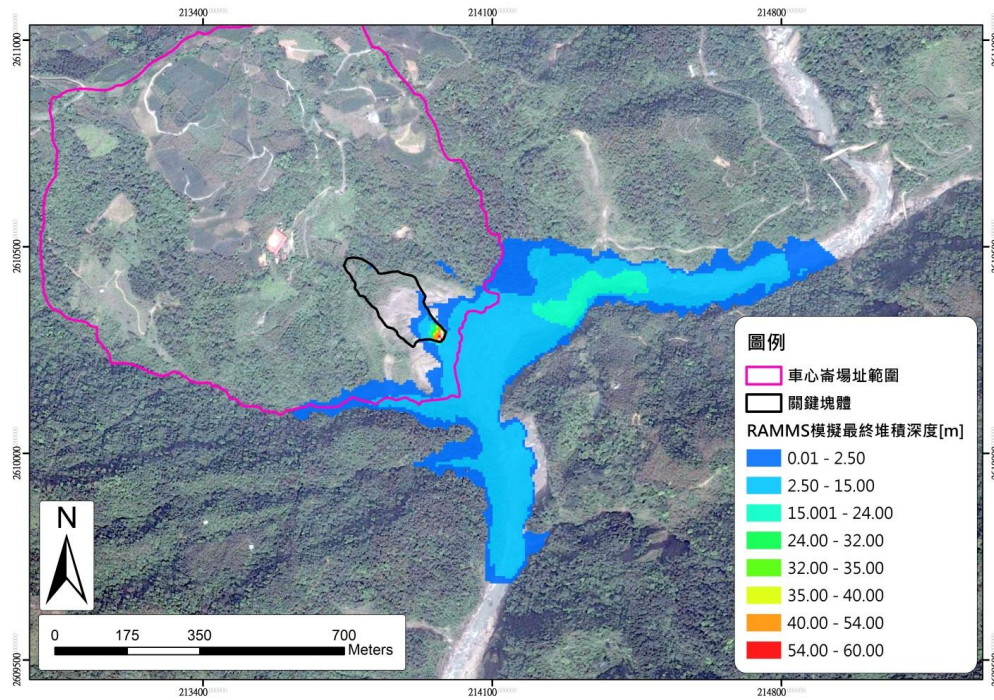


圖 6.6-2 D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)

Figure 6.6-2 The final deposition height of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (A; fixed bed model)

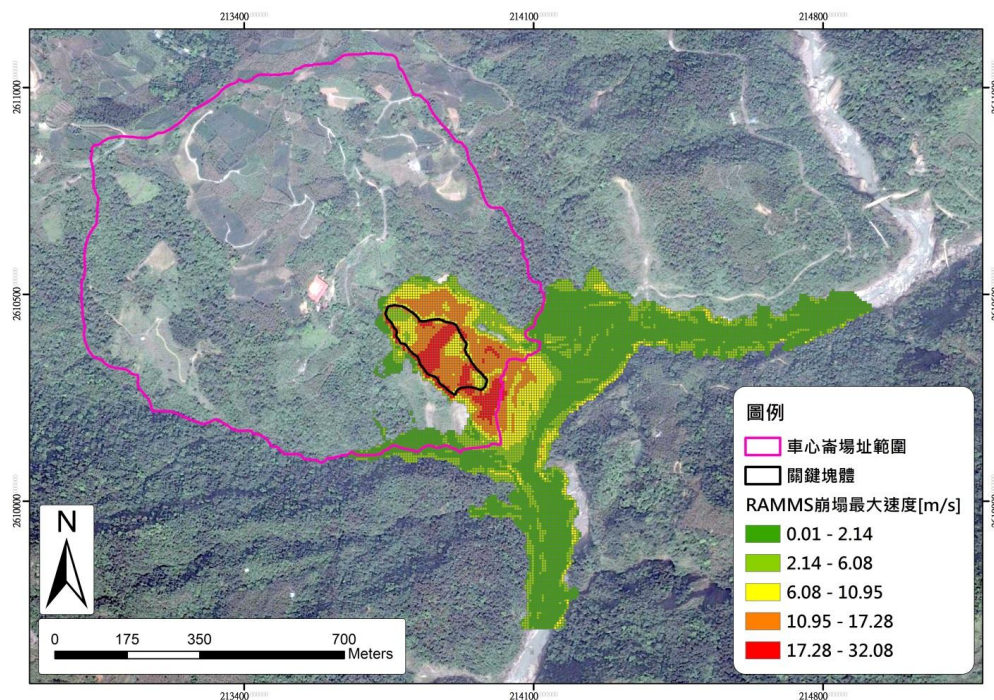


圖 6.6-3 D008 車心崙場址關鍵塊體 A-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(定床)

Figure 6.6-3 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (A; fixed bed model)

RAMMS 模擬車心崙場址關鍵塊體 B 崩塌(定床)歷程圖如圖 6.6-4 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 3,900 秒(65 分)，主要山崩歷程約 45 秒。由地形貌得知該塊體位於研究區東南側鄰近清水溪畔處，受地震破壞情境下，於模擬崩塌初期該關鍵塊體將朝東南側坡向路徑坍塌，滑動方向最遠處為坡趾處清水溪河道中游段，以下游段而言，坍塌後土砂堆積前緣距離關鍵塊體 B 原址約 1.19 km，已相當接近無名橋(距離約 10 m)；往上游段堆積長度則約 870 m。相對於關鍵塊體 A，由於本塊體崩塌範圍較廣，模擬後之最大坍塌堆積深度可達 75 m(如圖 6.6-5 中坡趾與河道鄰接處)，清水溪內最大淤積深度則為 20-24 m(下游段)，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 9.8 m。最深土砂堆積區落於清水溪中游段溪床上(長約 490 m)，滑動後之土砂擴散影響範圍面積約 23.5 公頃(以土砂堆積深度 >0.5 m 計算)。本塊體崩塌後堆積區距離下游桶頭里聚落仍有 1.8 km，初步評估關鍵塊體 B 破壞後對下游聚落保全對象亦無直接影響。圖 6.6-6 則為車心崙場址關鍵塊體 B 崩塌歷程中各網格內最大速度等值圖，因關鍵塊體 B 與溪床落差達 165 m，模擬成果呈現最大崩滑速度出現於崩塌初期 45 秒內($V=6.8-29.2$ m/s)。因關鍵塊體東南側為陡峭溪岸(本段河道約 90 m 寬)，坍塌過程中，崩塌土砂坍塌至南側清水溪後，迅速地受南側溪岸地勢阻擋，模擬顯示初期局部撞擊速度可達 15.0 m/s。與前模擬情境相仿，破壞土體隨後減速於河道內緩慢向上、下游遞移。RAMMS 模擬結果說明於地震情境驅動邊坡破壞下，關鍵塊體 B 崩塌土砂進入清水溪時間，即為崩塌發生初期(約 40 秒)，爾後往下游溪流之土砂流動以緩慢速度前進(0.1-0.3 m/s)，直至轉彎鄰近無名橋處始停止，而上游堆積長度則較關鍵塊體 A 情境上溯多達 300 m 長。

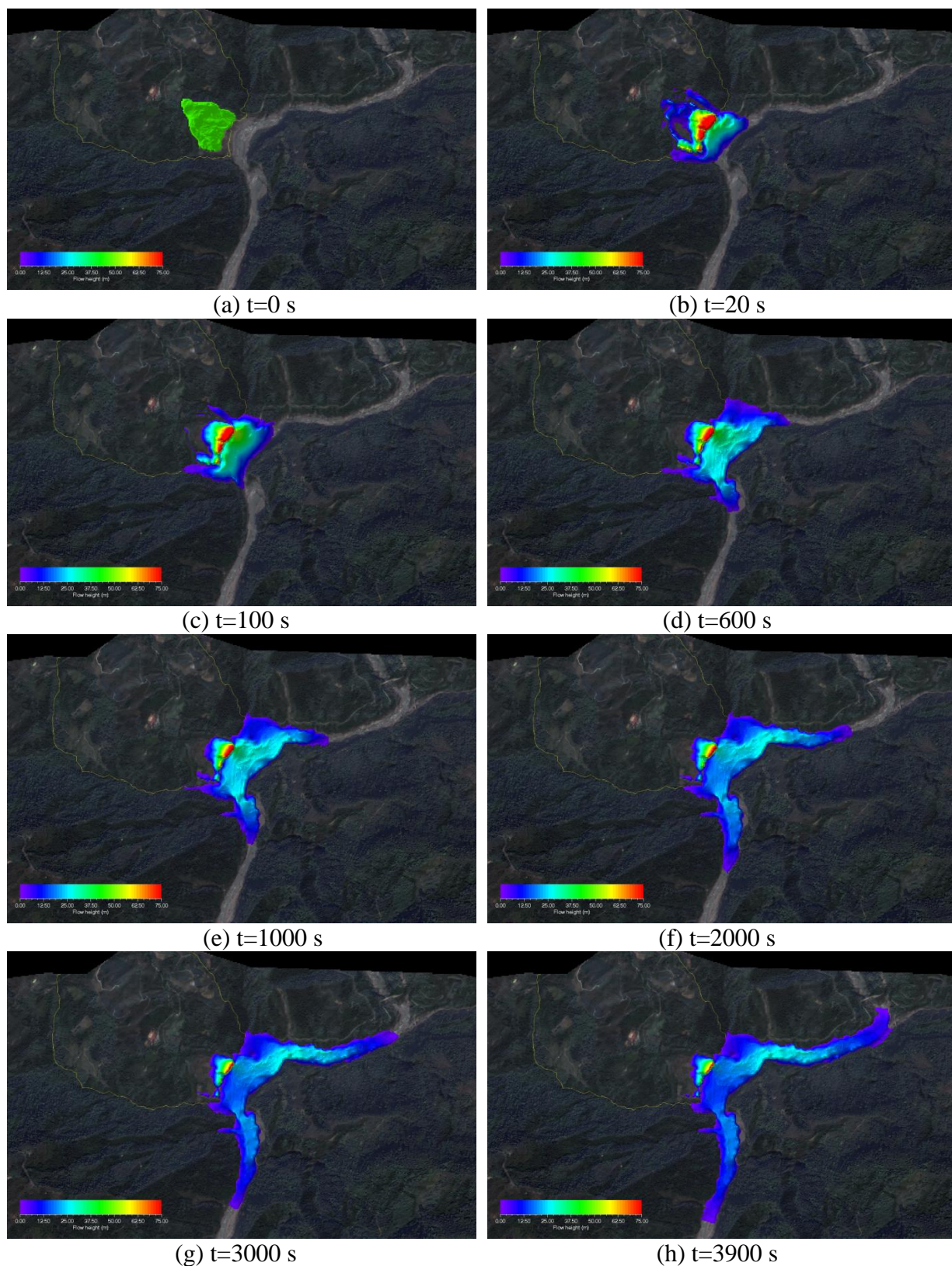


圖 6.6-4 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)

Figure 6.6-4 The flow height of RAMMS simulation for different time series in D008 Chehsinlun site (B; fixed bed model)

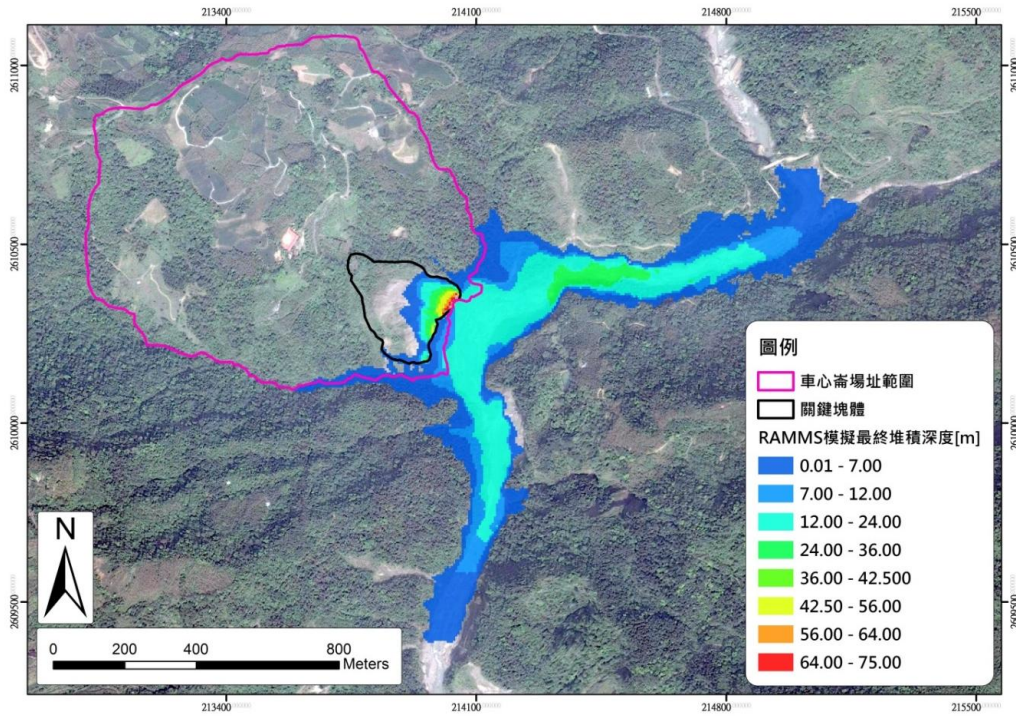


圖 6.6-5 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)
 Figure 6.6-5 The final deposition height of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (B; fixed bed model)

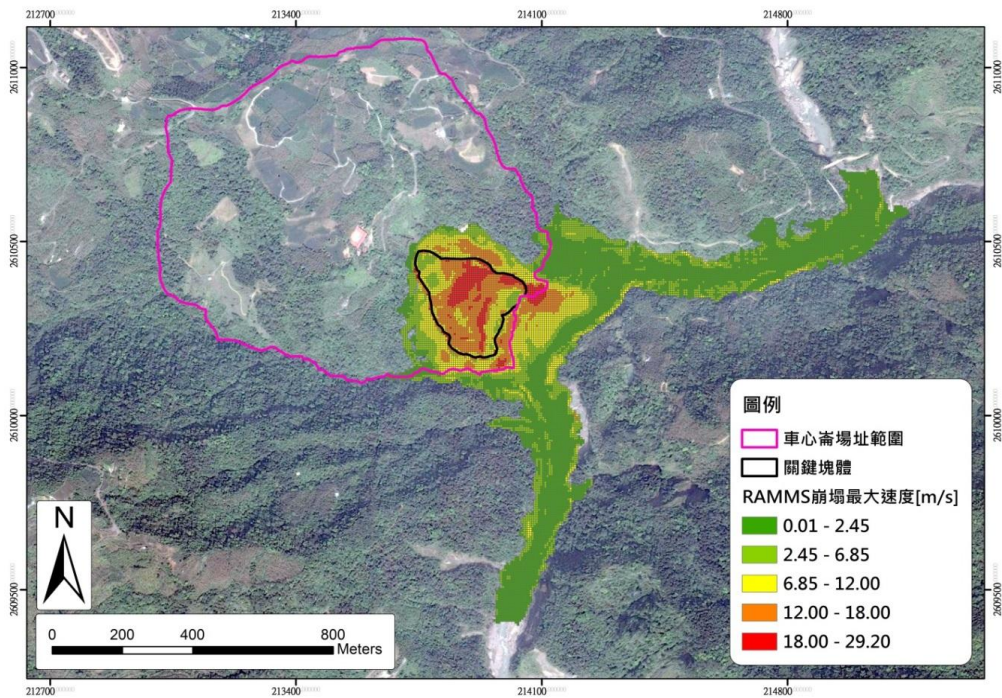


圖 6.6-6 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(定床)

Figure 6.6-6 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (B; fixed bed model)

RAMMS 模擬車心崙場址關鍵塊體 B 崩塌(動床)歷程圖如圖 6.6-7 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 4,550 秒(約 75 分)，主要山崩歷程約 65 秒。由地形貌得知該塊體位於研究區東南側鄰近清水溪畔處，受地震破壞情境下，於模擬崩塌初期該關鍵塊體將朝東南側坡向路徑坍塌，滑動方向最遠處為坡趾處清水溪河道中游段。以下游段而言，坍塌後土砂堆積前緣距離關鍵塊體 B 原址約 1.41 km，已跨越 149 縣道無名橋(跨橋約 90 m)；往上游段堆積長度則約 982 m。相對於關鍵塊體 B (定床)，由於本塊體崩塌範圍較廣，模擬後之最大坍塌堆積深度可達 99.5 m(如圖 6.6-8 坡趾與河道鄰接處)，清水溪內最大淤積深度則為 24-42 m(下游段)，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 11.2 m。最深土砂堆積區落於清水溪中游段溪床上(長約 535 m)，滑動後之土砂擴散影響範圍面積約 31.8 公頃(以土砂堆積深度 >0.5 m 計算)。本塊體崩塌後堆積區距離下游桶頭里聚落仍有 1.4 km，初步評估關鍵塊體 B 破壞後對下游聚落保全對象無直接影響。圖 6.6-9 則為車心崙場址關鍵塊體 B 崩塌歷程中各網格內最大速度等值圖，因關鍵塊體 B 與溪床落差達 165 m，模擬成果呈現最大崩滑速度出現於崩塌初期 50 秒內($V=7.5-34.9$ m/s)。因關鍵塊體東南側為陡峭溪岸(本段河道約 90 m 寬)，坍塌過程中，崩塌土砂坍塌至南側清水溪後，迅速地受南側溪岸地勢阻擋，模擬顯示初期局部撞擊速度可達 18.7 m/s。與定床模擬情境相仿，破壞土體隨後減速於河道內緩慢向上、下游遞移。RAMMS 模擬結果說明於地震情境驅動邊坡破壞下，關鍵塊體 B 崩塌土砂進入清水溪時間，即為崩塌發生初期(約 52 秒)，爾後往下游溪流之土砂流動以穩定速度前進(0.2-0.5 m/s)，直至轉彎跨越無名橋 80 m 處停止。如圖 6.6-10 則為關鍵塊體 B 於定床及動床崩塌模擬之最終影像範圍比較圖，上游堆積長度則較關鍵塊體 B 定床模擬情境上溯達 51 m 長，且在清水溪兩側河道之影像範圍亦較廣泛，顯見山崩模擬時，若考量因初期崩滑速度造成崩塌塊體下方之沖蝕行為者，其於山崩影響範圍($108,200$ m²)、體積(增加約 $59,000$ m³)及崩塌時間上(增加 10 分鐘)，皆需更謹慎保守考量其對下游保全對象之影響。

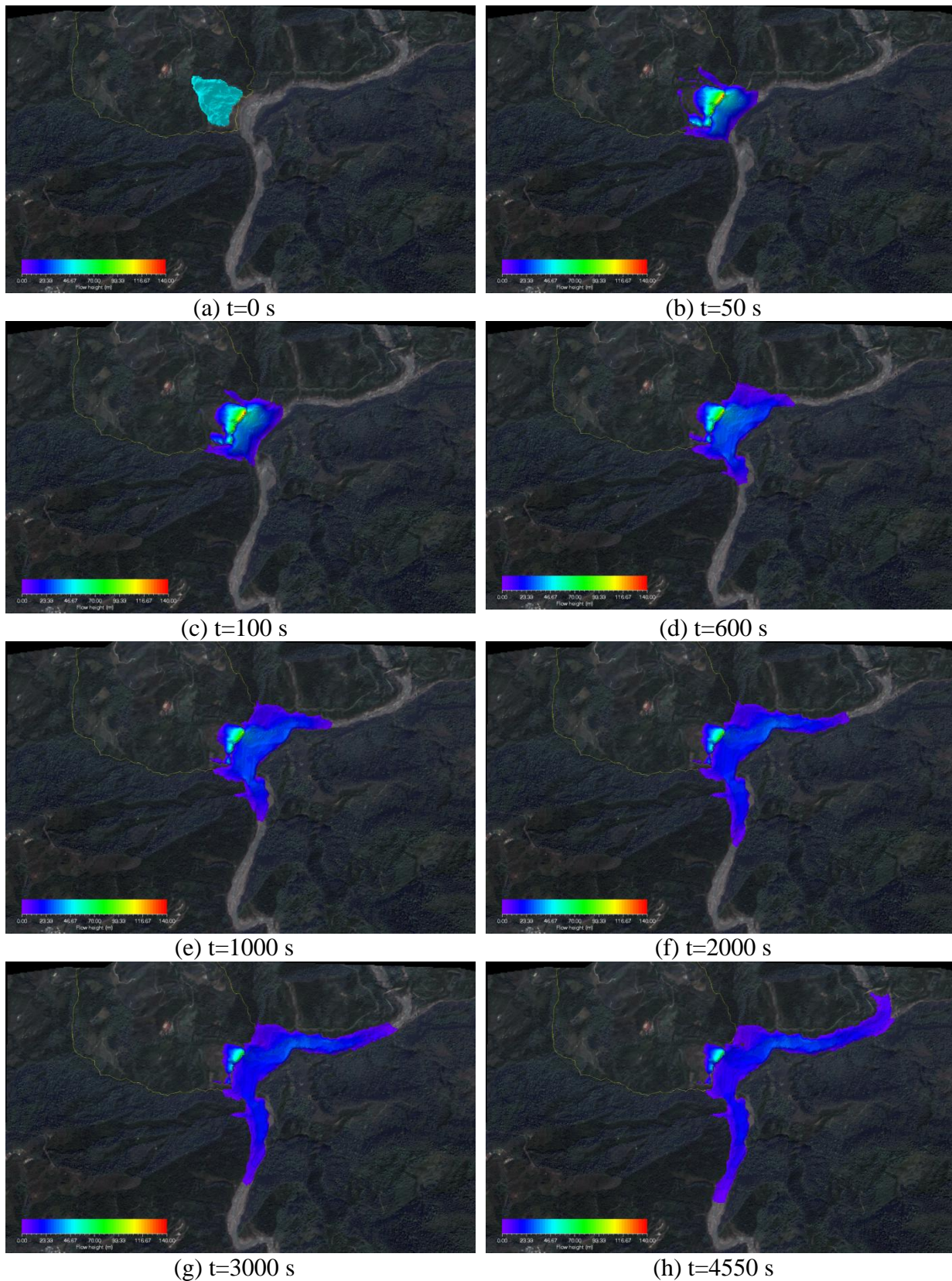


圖 6.6-7 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬歷程圖(動床)

Figure 6.6-7 The flow height of RAMMS simulation for different time series in D008 Chehsinlun site (B; movable bed model)

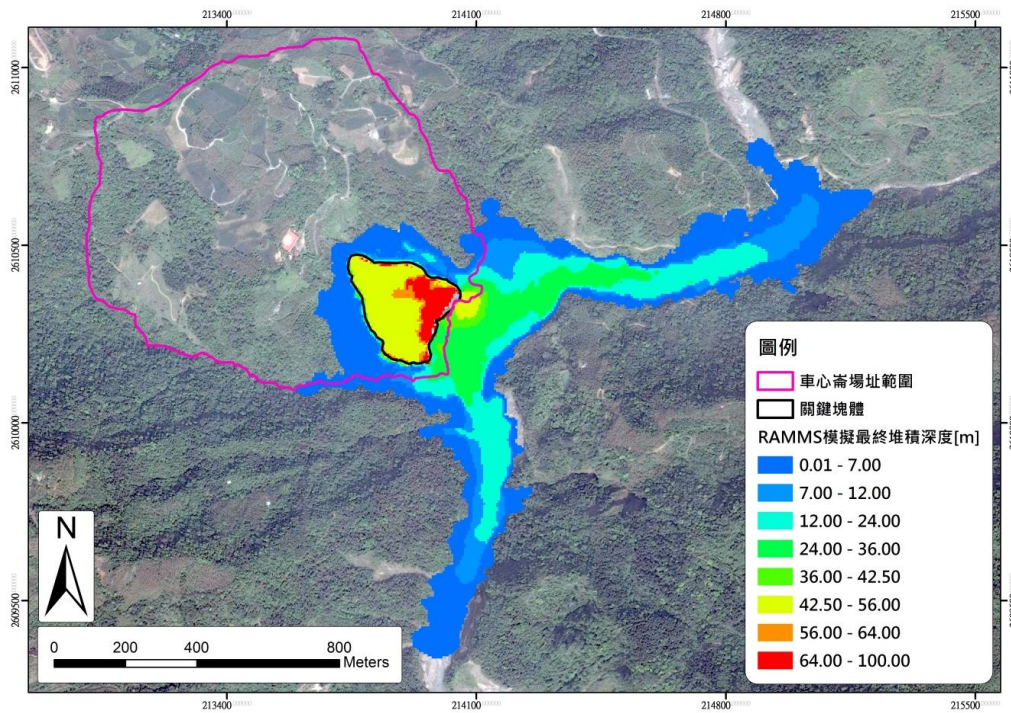


圖 6.6-8 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬堆積圖(動床)
 Figure 6.6-8 The final deposition height of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (B; movable bed model)

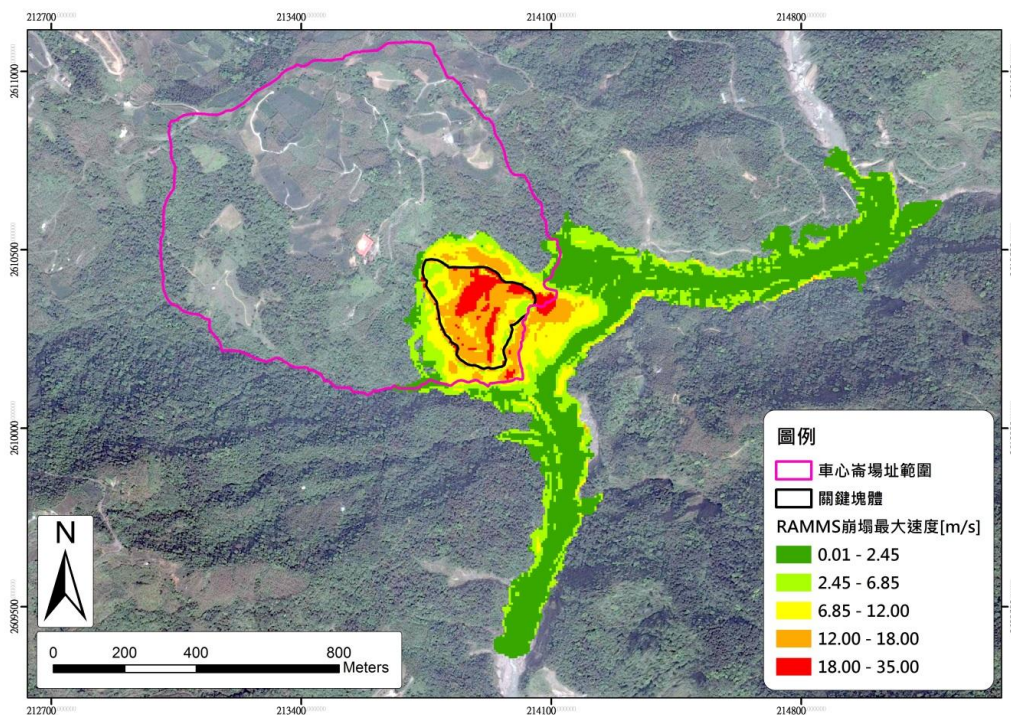


圖 6.6-9 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(動床)

Figure 6.6-9 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in D008 Chehsinlun site (B; movable bed model)

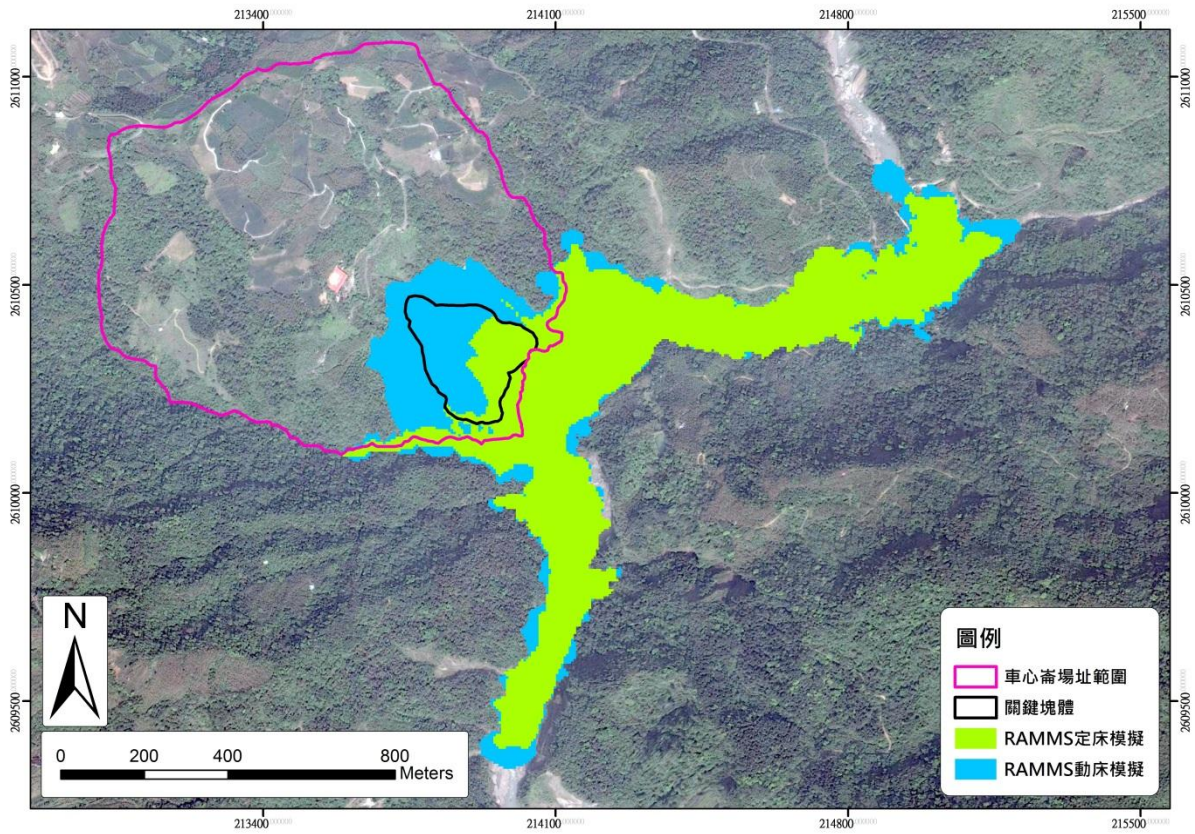


圖 6.6-10 D008 車心崙場址關鍵塊體 B-RAMMS 定床與動床數值模擬影響範圍比較圖

Figure 6.6-10 The comparison of influenced area between fixed and movable bed model in D008 Chehsinlun site (B)

七、計畫成果總述與建議事項

(一) 計畫成果總述

1. 梵梵場址坡地場址地質調查

- (1) 本計畫先透過現況資料收集及多時期航空照片立體對，除瞭解調查場址現況、地形變化、崩塌歷史以及區域線形分布外，再配合地表地質調查(含區域調查及細部調查)，建立本場址的地質模式。場址上邊坡為緩傾角的變質砂岩夾板岩，下邊坡側為板岩，板劈理呈現約 70 度的高傾角，調查未見牛鬥斷層，但岩性確實呈現不連續之狀況，在地電阻探勘結果亦呈現不連續情形，且電阻值呈明顯差異，故由地電阻剖面推判牛鬥斷層可能通過位置。本區大致可區分為五層，分別為變質砂岩夾板岩(Mss)、板岩層(Sl)、沖積層(a)、崩積層(Col)、蝕溝沖積扇堆積層(f)。
- (2) 為充分掌握 D007 梵梵場址之水文地質特性，本計畫另執行 2 孔孔內探測調查、4 條地球物理探測線(含地電阻及表面波震測法)、25 組室內力學試驗等地質調查工作，將鑽探「點」資料提升為探測「線」及剖「面」資訊，除銜接後續場址水文地質概念模型建置工作外，同時建立本場址沿著潛在滑動方向的地質剖面圖及各地層之水文地質特性參數。
- (3) 邊坡破壞部份大致可區分為二期，最早的一期係為板塊運動抬升後，蘭陽溪下切，使本區邊坡裸露，此時場址東南側露出的板岩產生重力變形，模式應接近於撓曲傾倒(flexural topple)，以致場址下邊坡側的板岩均較為破碎且劈理位態混亂；而後，上邊坡側變質砂岩區域產生破壞，其形態可能近似於崩移(slump)。
- (4) 至距今百年前場址的地形可能與現今差異不大，由日治蕃地地形圖(1916)即可見下邊坡側的侵蝕溝；至近約 40 年來，邊坡破壞多集中於場址下邊坡，即早期重力變形的板岩區，且多為颱風大雨引致，然而上邊坡側則少有事件發生，僅有接近坡腹區域往鑽孔 108-D007-2T 的農路北側有局部崩塌，而誘發機制推估為侵蝕溝沖蝕所致。
- (5) 本計畫採用臺灣山區水力試驗資料建置的裂隙岩體推估模式(Hsu et al., 2019)以及 108-D007-1W 鑽孔的三組單封塞水力試驗成果，進行 108-D007-1W 鑽孔隨深度變化的透水係數驗證與推估。透過推估而得的

連續性透水係數可提供地下水模式模擬所需的水文地質參數並有助於確認崩塌地場址之水文地質特性。

2. 梵梵場址三維水文地質模型建立及驗證

- (1) 本計畫透過數值地形、場址地質調查及孔內探測成果，完成 D007 梵梵場址之三維水文地質模型，總計建置 4 類地層，由地表向下分別為土壤層、崩積層、崩滑體以及新鮮岩盤(廬山層與四稜砂岩)。邊界條件設定考量包含：設定地表面為降雨入滲邊界，採用實際降雨資料作為邊界條件；底部邊界設為不透水邊界；南側有蘭陽溪流經，故將其邊界設為定水頭邊界，其餘範圍則為無流量邊界。最後搭配室內試驗(包含壓力鍋試驗、土壤一般物性試驗)及現地試驗(水力試驗)所獲得之水文地質參數，即完成 D007 梵梵場址之淺層三維地下水流數值模式，可用於模擬降雨入滲、未飽和及飽和地層之滲流行為。
- (2) 本計畫利用前述現階段現場蒐集之觀測資料進行模式分析，完成模式初步率定工作並獲取反算參數及穩態地下水流場。此外，分析成果包含常時水位及高水位的三維地下水流場及土壤含水量之空間分布，相關成果提供後續邊坡穩定性分析使用。

3. 梵梵場址三度空間坡地活動性評估系統建置

- (1) 為更細緻化釐清 D007 梵梵場址活動性，本計畫建置一套三度空間坡地活動性觀測系統，觀測項目包含：(A) 地表觀測系統，包含超過 200 個 RTK 觀測點及一條全測站量測剖面；(B) 地下觀測系統，包含一套淺層土壤含水量(108-D007-C01，與 108-D007-3T 共站)、兩口地下水位井(108-D007-1W、108-D007-4W)以及兩套 TDR 滑動觀測設備(108-D007-2T、108-D007-3T)；(C) 地動觀測系統，包含一部寬頻地震儀(108-D007-V06)及五部地聲計(108-D007-V01 至 108-D007-V05)。
- (2) 今年度地表觀測系統新增靜態基線測量，透過多基線的約束提供每個測站的相對距離，有助於解析事件前後的變化。以米塔颱風為例，增加 GPS 移動式觀測點位，並結合 RTK 靜態測量與地調所原有之單頻 GPS

資料，計算出在梵梵上邊坡的區域有明顯的向東南移動與沉降趨勢，可達數公分的量值。

- (3) 由兩次較顯著之降雨事件可發現，越淺層之含水量會提前反應出降雨入滲影響，淺層含水量上升與下降之時間都較早，且變化幅度較大。相對深層的含水量則相對變化平緩且於數日後才有反應。
- (4) 水位觀測結果顯示，地下水水位面抬升速度差異主因為入滲速度和常時地下水水位面之差異，如上邊坡(108-D007-1W)之水位面於降雨事件之峰值發生後約四日後才爬升到區間最高值，坡腹(108-D007-4W)之水位面於降雨事件之峰值發生後兩日內達到區間最高值。
- (5) TDR 坡地地體剪動監測在 108-D007 場址成功在 108-D007-2T 的剪裂帶觀測到地層滑動，且觀測到兩次降雨事件後數日內出現地層剪動訊號，可回饋予三維水文地質模型驗證及地動觀測參考。
- (6) 不同地動儀器類型將有特定的監測目的。寬頻地震儀(BB)用於監測場址周遭噪訊時頻特徵、短週期地震儀(SP)及地聲計(G)適用於監測中、大規模地震事件，可確實評估地震力對於場址的影響程度。
- (7) 儀器架設位置可以分為場址外圍及場址內。針對場址外圍，主要透過雙站法計算每日交互相關函數(NCFs)，並量測相對震波速度變化(dv/v)。雙站法受限於雙站之間波傳路徑複雜，降低 NCFs 品質，易造成 dv/v 成果可信度下降。經過 106-D160 茶山場址及 107-D008 車心崙場址之雙站法測試成果指出，為提升 NCFs 品質，建議使用高敏感度寬頻地震儀(BB)。關於場址內部，則需使用單站法計算每日自相關函數(ACFs)，BB、SP 及 G 類型儀器皆適用於 ACFs 計算。依據實際監測成本考量，建議使用相對低價位之地聲計(G)儀器。
- (8) 震波速度變化研究成果亦可以分類為雙站法及單站法成果。雙站法計算之 dv/v 為測站之間傳遞路徑下的平均結果：106-D160 茶山場址顯示 10 m 地下水位變化可反應約 2 % 的速度變化(測站對 V03-V05)；107-D008 車心崙場址顯示 2 m 地下水位變化對應約 0.5 % 的速度變化(測站對 V02-V03)。單站法計算之 dv/v 為測站下方的材料震波變化：107-D008 車心崙場址顯示 2 m 地下水抬升對應約 1.0 % 的震波速度降；108-D007 梵梵場址顯示 1 m 地下水抬升對應約 0.5 % 的震波速度降。成果上已

確認單站法用於監測地下水位優於雙站法，其 dv/v 變化與特定深度地下水位變化呈現高度相關。

- (9) 配合 108-D007 梵梵場址 2T 鑽探孔為觀察到 TDR 有剪動現象。本計畫發現 dv/v 於 TDR 剪動前有增加現象，在 TDR 剪動後 dv/v 先是下降，並於數日後轉為上升趨勢。上述 dv/v 變化皆可在頻率範圍 2-6 Hz 及 6-10 Hz 觀察到。進一步分析，推估可能地剪動深度在 21 m 位置。類似的 dv/v 的變化現象亦在 107-D008 車心崙場址 V04 單站法 10-14 Hz 的頻段範圍成果出現。配合 107-D008-4W 鑽探岩芯資料，推估可能為淺層的剪動行為造成。

4. 梵梵場址動態水文條件下之破壞力學分析

- (1) 綜整文獻回顧及 D007 梵梵場址特性，本年度建議可採用 HydroGeoSphere 軟體進行三維地下水流場分析，GeoStudio 軟體進行淺層不飽和分析，FLAC 軟體進行深層重力變形分析，RAMMS 軟體進行土砂運移分析。
- (2) 淺層不飽和分析成果顯示：(A) D007 梵梵場址於常時及高水位情境下，各區所得安全係數皆大於 1.0，初步研判屬於相對穩定狀態；(B) 地震情境(0.32 g)下，坡腹崩滑體的部分塊體恐有崩塌之虞，崩塌量體約為 1,639,650 m³；(C) 關聯性研究成果顯示當 108-D007-1W 鑽孔水位抬升至地表下 21 公尺或場址 PGA 超過 290 gal 時，均有可能導致坡腹崩滑體產生局部崩滑。
- (3) 深層重力變形分析成果顯示：(A) 梵梵場址的潛在滑動塊體為坡腹崩滑體，與淺層不飽和分析成果一致，顯示透過不同模式分析可更全面地檢視潛在滑動塊體之合理性；(B) 一次潛變階段約在荷載後 200 天左右結束，108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 等孔預測之一次潛變速率分別約為 11.9 mm/年、20.5 mm/年、22.5 mm/年；(C) 梵梵場址目前已處於二次潛變階段，108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 等孔預測之二次潛變速率分別約為 1.8 mm/年、3.6 mm/年、4.1 mm/年。

- (4) 綜整前述分析成果，本計畫進一步針對坡腹崩滑體進行崩後下坡影響範圍評估，分析結果顯示：(A) 坡腹崩滑體坍塌後，土砂堆積前緣距離 D007 梵梵場址坡趾約 600 m，最大坍塌堆積深度約 46 m，整體崩塌土砂量堆積平均深度約 5.7 m；(B) 初步評估坡腹崩滑體破壞後，對西南側的英士部落無直接之衝擊影響。

5. 車心崙場址持續觀測及回饋分析

- (1) 根據 107 年 7 月開始監測迄今的資料顯示，車心崙場址無論地表或地下均未發現明顯變化與趨勢，然而 107 年 8 月的暴雨事件，淺層土壤含水量有約 8% 的變化、地下水位抬升近 2 公尺、並量測到明顯地動訊號增強現象。
- (2) 車心崙場址三維地下水流場分析係比對 107-D008-3WT 地下水位歷線，成果顯示地下水位高程模擬與觀測水位歷線趨勢大致相同。為瞭解影響模式率定之主要參數(透水係數、孔隙率及比蓄水係數)改變對地下水位及土壤含水量的影響程度，本計畫進行參數敏感度分析，成果顯示透水係數對地下水位高程分析的敏感程度最高，其次為土壤水分特性曲線參數；而對於土壤含水量而言，以孔隙率的敏感度為最高，其次為土壤水分特性曲線參數。
- (3) 二維穩定性評估進一步建置二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式，透過淺層土壤含水量及地下水位等觀測成果進行分析模式率定。結果顯示淺層土壤含水量及地下水位的平均絕對誤差(MAE)分別為 1.01 % 及 0.477 m，平均相對誤差(MRE)分別為 3.70 % 及 3.47 %。前述平均相對誤差(MRE)均小於 10%，顯示分析模式擬合成果良好，率定後之水文地質概念模型已具有足夠之代表性，可供執行後續情境模擬與關聯性研究之用。
- (4) 經破壞行為分析可判釋出關鍵塊體 A 及關鍵塊體 B，其崩塌體積分別為 1.14 及 2.74 百萬立方米。主要受到地下水位與地震力誘發條件主導，地下水位與地表加速度震動門檻值分別為 18 米與 300 gal。目前在計畫

執行期間並未觀察到地表及地下有位移的情形。相對震波波速變化受到強降雨影響最多可降 0.5%。

(二) 建議事項

1. 震波式大規模崩塌調查技術精進

- (1) 單站法優勢為可提供多頻段 dv/v 成果。由於，表面波(本計畫使用尾波)波傳性質使得不同頻率的訊號可反應地下不同深度的位置。然而，要進一步瞭解頻率與地下深度的關係，須仰賴剪波波速模型(vS model)並透過表面波頻率之深度敏感分析計算求得。本計畫建議在場址地表地質調查階段工作，應需包含孔內波速調查或表面波震測等工項。後續應用上，可以直接透過 dv/v 資料推估地下水水位面變化及可能的剪動深度。因應剪動帶深度與地下水水位面可達百米深，建議地震儀可記錄的最小頻率至少為 2 Hz。未來震波式監測技術將可提供低價位、非接觸式、非破壞式的多點地下水水位與剪動深度監測手段。
- (2) 針對場址坡址可能受到的河川水沙侵蝕作用，本計畫已透過震波式水砂監測技術來定性水砂侵蝕作用的程度。建議若監測場址有河岸沖刷侵蝕疑慮，應納入震波式水砂監測技術。該項技術無需額外儀器需求，唯獨須補充調查河川水文、地文及土砂參數，以利於評估底床質量體大小。
- (3) 本計畫預計亦有兩項震波式大規模崩塌調查技術，需陸續完成：a) 地動訊號之極化特徵分析(Polarization Analysis)，用以探討特定構造(如斷層、褶皺)與地震力對於坡地穩定性之影響程度；b) 剪動帶上之微地震活動度監測。上述工項本計畫建議使用寬頻地震站(BB)進行監測。

2. 梵梵場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議

- (1) 因 108-D007-2T 處已監測到地層滑動，然目前採用之纜線系統有效靈敏度不完全相同，為了較精確預估位移量及後續 SAA 共構孔的位移資料，建議盡快於現地裝設 SAA 並通過監測結果對位移量進行標定。後續若 SAA 預留管因剪動太大而無法持續監測位移量，可利用現地之 TDR 位移量標定式繼續預估各個深度之位移量。

- (2) 梵梵場址坡腹區域尚未安裝水位觀測井，其水位變化係由數值模擬反推，建議可於 108-D007-2T 鑽孔鄰近補鑽一口水位觀測井，以利釐清降雨量、地下水位、坡體變形(TDR 資訊)相互關係。
- (3) 現階段觀測成果雖可初步解釋部分現象，然而現階段之觀測資料均未達一個水文年，建議可持續觀測並用以回饋檢討此模型，期能獲得更具代表性之參數、提升模式分析之準確性，用以建立崩塌地滑動徵兆評估模式及詮釋理論。

1. Summary of project achievements

(1) Hydrogeological investigations on Fanfan site (D007)

- (a) Through data collection and multi-period aerial photo stereo pairs, the project can understand the current status of the Fanfan site, topographic changes, collapse history and regional linear distribution, and then cooperate with surface geological survey to establish the geological model of the site. The lithology of the upper slope is metamorphic sandstone splint slate with gentle dip angle. The lithology of the lower slope is slate, and the cleavage shows a high dip angle of about 70 degrees. No direct evidence of the Niutou fault was found during the investigation, but the lithology does show In the case of discontinuity, the results of the ERT (Electrical Resistivity Tomography) are also discontinuous, and the resistance values are significantly different. Therefore, the possible position of the Niutou fault is estimated from the ERT profile. The area can be divided into five layers, which are metamorphic sandstone splint slate (Mss), slate layer (Sl), alluvium (a), colluvium (Col), and Debris fan (f).
- (b) In order to understand the hydrogeological characteristics of the Vatican site, the project carried out two down-hole investigations, four geophysical detection lines (including ERT and MASW [Multi-channel Analysis of Surface Wave Method]), and 25 groups of laboratory tests. The "point" data is upgraded to "line" and "surface" information, which can be applied to the construction of hydrogeological conceptual models of the site, as well as the establishment of geological sections of the site and hydrogeological characteristics of the various layers.
- (c) There may have been two slope failures at the Fanfan site. For the first time, after the plate movement was lifted, the Lanyang river cut down, leaving the slope at the Fanfan site exposed. The slate on the southeast side was deformed by gravity. Flexural topple caused the slate on the lower slope of the site to be broken and the cleavage status was chaotic. The second time was the failure of the upper slope metamorphic sandstone area, and the possible failure mode was slump.
- (d) According to the topographic map of 1916, the topography of the Fanfan site has not changed much. The following slope erosion trenches already exist. In the past 40 years, most of the slope damage has been concentrated on the site's lower slopes and slate areas with early gravity deformation. There are few collapses on the upper slope side, and there is only local collapse on the north side of the agricultural road near 108-D007-2T in the area near the slope.

- (e) A quantitative and cost-effective model for estimating in situ hydraulic conductivity (Hsu et al., 2019), which is applicable to various geological environments in Taiwan mountainous areas, is validated through the comparison against results from three single packer tests of borehole 108-D007-1W. The verified model is subsequently used to obtain the continuous hydraulic conductivity profile along borehole 108-D007-1W. These computed hydraulic conductivity data enable to provide detailed hydrogeological information for the use of groundwater modelling and help characterize hydrogeological characteristics in the active landslide site.

(2) Three-dimensional hydrogeological model on Fanfan site (D007)

- (a) This project was integrated the digital elevation maps, on-site geological survey, the investigation results of downhole loggings and in-situ monitoring data to develop a reasonable three-dimensional hydrogeological model for Fanfan landslide site. According to the aforementioned information, totally four simplified geological layers such as soil layer, colluvium layer, landslide mass and bedrock (included Lushan Formation and Sulin Formation) were assumed to represent the overall geological and topographic conditions of the research site. External boundary condition were based on topographic divides considered to be coincident to groundwater divides, the actual rainfall data was specified as the infiltration boundary to the ground surface. The bottom boundary was applied as the impervious boundary; the south side boundary representing the existing stream- Lanyang River was specified to fixed head boundary; others boundaries were assumed to no-flow boundaries. After the model validation process, a systematic three-dimensional groundwater flow model combined with various laboratory tests data and double packer test was developed successfully to analyze the processes of rainfall infiltration, and assess the unsaturated-saturated flow interaction of Fanfan landslide site.
- (b) The plan uses the aforementioned observation data for model analysis, completes the preliminary calibration of the model, and obtains back-calculated parameters and steady-state groundwater flow fields. In addition, the analysis results include the three-dimensional groundwater flow field with normal groundwater and high groundwater, and the spatial distribution of soil water content. The related results provide subsequent slope stability analysis.

(3) Slope activity evaluation system on Fanfan site (D007)

- (a) In order to clarify the activity of the Fanfan site, the project plans to construct an observation system for observing the activity of the slope. The observations include: (i) Surface observation system, which contains more than 200 RTK observation points and one measurement line by total station. (ii) Underground observing system, including a set of shallow soil water content (108-D007-C01, co-station with 108-D007-3T), two groundwater level wells (108-D007-1W, 108-D007-4W), and two sets of TDR sliding observation equipment (108-D007-2T, 108-D007-3T). (iii) Ground motion observation system, including a broadband seismograph (108-D007-V06) and five geophones (108-D007-V01 to 108-D007-V05).
- (b) Static baseline survey is new work for surface observation systems this year. The multiple baselines constraint can provide the relative distance of each station, which will help to analyze the variations before and after the event. For the Typhoon Mitag event, combining the original single-frequency GPS data, campaign GPS sites, and RTK static measurements, there were clear trend of southeastward movement and subsidence in the upper block of Fanfan. It could reach several centimeters.
- (c) Observation results of shallow soil water content show that the shallower water content will reflect the impact of rainfall infiltration in advance, and the rise and fall of water content in the shallow layer will be earlier and have larger changes. The change in water content in the deep layer is relatively gentle, and it takes several days to respond.
- (d) The groundwater observation results show that the rate of groundwater elevation will vary depending on the infiltration rate and the normal groundwater level. For example, the groundwater of the upper slope (108-D007-1W) reaches its maximum value about four days after the maximum rainfall. The groundwater of the slope belly (108-D007-4W) reached the highest value within two days after the maximum rainfall.
- (e) TDR slope monitoring system has successfully observed the slope deformation at the 108-D0072T site. The slope deformation was found to be located within the shear zone of the 108-D007-2T borehole. The peak reflection coefficient of the TDR signal reflected the trace of slope deformation within several days after two relatively heavy precipitation events, which may serve as a case reference to the three-dimensional hydrogeological model validation and micro-tremor monitoring.
- (f) Three types of instrument including the broadband (BB), short-period (SP) and geophone (G) velocity-type seismic sensors are used in this study to fit

the different monitoring purpose. BB has been applied to understand the time-frequency characteristics of ambient noise. SP and G provided the seismic records of moderate-to-large sized earthquake, which can lead the comprehensively understanding in the effect of earthquake forcing.

- (g) The seismometers are deployed outside of landslide and located at the landslide site. For the outside stations, the relative seismic velocity change (dv/v) in the medium could be derived by noise cross-correlation functions (NCFs) of two stations. However, the complex topographic change along the wave propagation path of station pair leads attenuation effect in seismic wave generation, causing the poor quality in NCFs. Based on the results of 106-D160-Chashan site and 107-D008-Chexinlun site, the quality of NCFs would be improved by using the high-sensitivity broadband seismometer. For the on-site stations, we computed the noise auto-correlation functions (NAFs) of single station equipped with BB, SP and G type sensors. Our study suggests to use low-cost sensor (G) due to the limitation of project budget.
- (h) Results of the relative seismic velocity variations (dv/v) can be derived from the methods of station pairs and/or single station. Resulting of dv/v of two stations represents the mean value along the wave propagation path: for the 106-D160-Chashan site, the 2% variance in dv/v can be measured corresponding to the groundwater level (GWL) of 10 m variance (station pair of V03-V05); for the 107-D008-Chexilun site, there is the GWL of 2 m changes, coinciding with the 0.5 % of dv/v variance (station pair of V02-V03). The dv/v results derived from single station indicate the changes of subsurface medium beneath single station: for the 107-D00-Chexinlun site, the dv/v reduction of 1.0 % can be measured during the GWL of 2.0 m increasing; for the 108-D007-Fanfan site, 0.5 % dv/v drop relates to the GWL of 1 m increasing. Our study concluded that the method of single station can provide better understanding the relation between dv/v and GWL.
- (i) Based on the dv/v resulting and TDR measurements observed at the 108-D007-Fanfan site, Our study noticed that the dv/v increasing before the TDR movement, and then decreasing after sliding movement. Finally, the dv/v value recovers a few days later. Aforementioned pattern of temporal changes in dv/v can be clearly observed in the frequency bands of 2-6 Hz and 6-10 Hz. The origin of such dv/v measurement is inferred at the depth 21 m as the basal sliding interface. Our study also observed similar pattern in dv/v of V04 single station at the 107-D008-Chexinlun site, especially for the frequency range of 10-14 Hz. Based on the borehole core of

107-D008-4W，our study expect that dv/v observation can be related to the sliding behavior locate at shallow sliding interface.

(4) Deformation mechanism analysis under dynamic hydrological condition (D007)

- (a) Through literature review and the characteristics of the Fanfan site, this project uses HydroGeoSphere software for 3D groundwater flow system analysis, GeoStudio software for shallow sliding analysis, FLAC software for deep-seated sliding analysis, RAMMS software for downslope impact assessment.
- (b) The results of shallow sliding analysis show that: (i) in the normal and high water level scenarios, the safety factor obtained in each zone is greater than 1.0, and the initial judgment belongs to the relatively stable state; (ii) in the earthquake scenario, the A1 mass in LM may slide, the volume of A1 slide is about $1,639,650 \text{ m}^3$; (iii) when the water level of the 108-D007-1W rises to 21 meters below the surface or the PGA exceeds 290 gal, it may cause the local landslide.
- (c) The results of the deep-seated sliding analysis show that the creep rate of the first stage of the formation in zone A is about 11.9-22.5 mm/year and is currently in the second creep stage with a creep rate of 1.8-4.1 mm/year.
- (d) Based on the above analysis results, this project further evaluates the influence zone of the potential sliding mass of A1 on the downslope. The analysis shows that after the destruction of potential sliding mass of A1, there is no direct impact on the YingShih village.

(5) Continuation observation and refined analysis of Chexinlun site (D008)

- (a) According to the observations (the monitoring began in July 2018), no significant changes or trends have been found in the Chexinlun site. However, in the August 2018 rainstorm event, the shallow soil water content increased by about 8%. The groundwater level was raised by nearly 2 meters, and the apparent signal enhancement was measured.
- (b) The three-dimensional groundwater flow field analysis of the Chexinlun site compared the 107-D008-3WT groundwater level. The results show that the groundwater level elevation simulation is similar to the observed water level history. In order to understand the influence of the main parameters (permeability coefficient, porosity and specific water storage coefficient) on the groundwater level and soil water content, the sensitivity of the project is analyzed. The results show that the permeability coefficient is the elevation

of the groundwater level. The sensitivity is the highest, followed by the soil moisture characteristic curve; for soil moisture, the sensitivity of porosity is the highest, followed by the soil moisture characteristic curve.

- (c) The two-dimensional stability analysis further establishes a two-dimensional rainfall infiltration-groundwater seepage-slope stability analysis model, and analyzes the model through shallow soil water content and groundwater level. The results show that the MAE of shallow soil water content and groundwater level is 1.01 % and 0.477 m, respectively, and the MRE is 3.70 % and 3.47 %, respectively. The aforementioned MRE are all less than 10%, indicating that the analytical model fits well, and the calibrated hydrogeological conceptual model is sufficiently representative to perform subsequent scenario simulations and correlation studies.
- (d) For the Chexinlun landslide site, the large-scale landslide regions with collapsed volumes of $1.14 \times 10^6 \text{ m}^3$ (region A) and $2.74 \times 10^6 \text{ m}^3$ (region B) would be probably triggered by the GWL and seismic forcing. The triggered thresholds of GWL and ground shaking are 18 m and 300 gal, respectively. Based current observations of comprehensive monitoring system, there is no movement during the monitoring period. The dv/v measurements exhibited the largest reduction of about 0.5%, coinciding with the intense rainfall.

2. Suggested issues

(1) Advancement of seismic wave-type large-scale landslide investigation technology

- (a) The advantage of single station method can provide the frequency-dependent dv/v measurement. The dispersion characteristic of surface wave can help us to understand the relationship between signal frequency band and corresponding depth. In order to understand the range of Rayleigh wave penetration corresponding to the different frequency range, our study computes the sensitivity kernels as a function of depth for fundamental mode using the shear-wave velocity structure (vS model). Our study suggests that the vS model is needed and should be included in the work of geological investigation, which can be derived from PS logging and/or surface wave seismic exploration. For a better understanding and monitoring the landslide sliding behavior and GWL, our study suggests that the lower corner frequency of instrument response should be lower than 2 Hz. In the future, seismic monitoring technique can constraint the spatial extent of basal sliding depth and GWL in a non-invasive, continuous, and relatively inexpensive way.

- (b) Our study applied the seismic technique to monitor the behavior of river sediment transport, which plays an important role for the landslide site with the high potential failure caused by river erosion. We concluded that the seismic monitoring technique of river sediment transport should be included in the specific landslide site. Indeed, the further field investigation is needed for estimate the river bedload flux, such as fluvial parameters: channel width, water depth, riverbed slope, and grain size distribution.
- (c) Additional two seismic techniques for the landslide monitoring would be explored in the following project: (i) A polarization analysis of seismic ground vibration can advance understanding the trigger mechanism of earthquake forcing effect and activity of geological structure (e.g., fault and fold); (ii) detection of tremor activity occurred along the potential sliding region. BB seismometer is well performance to fit the aforementioned monitoring purpose.

(2) Recommendations for supplementary surveys, continuous observations, and feedback analysis (D007)

- (a) As there are slope deformation monitored at the 108-D007-2T borehole, quantitative analysis of the slope deformation should be performed and calibrated with the in-situ SAA monitoring as soon as possible. Since the effective cable system sensitivity parameter adopted for the deformation estimation from TDR signal was derived from laboratory scale studies, the predicted deformation may differ from that in field. This is especially important when the large deformation causes the casing for SAA device to be sheared and no longer capable of allowing the SAA to pass through, continuous deformation monitoring may still be feasible through the estimation by TDR slope monitoring system with a site-specific cable system sensitivity calibration.
- (b) There is no groundwater observation well near 108-D007-2T. The reported water level change is the result of numerical simulation. It is recommended to add a groundwater observation well near the 108-D007-2T to clarify the correlation between rainfall, groundwater level and slope deformation.
- (c) Although the observation results at this stage can initially explain some phenomena, the observation data period has not reached a hydrological year. It is recommended that observations be continued. It is expected to obtain more representative parameters, improve the accuracy of model analysis, and establish a model and interpretation theory for the evaluation of sliding behavior.

參考文獻

1. Alsop, G. I., & Marco, S. (2012). A large-scale radial pattern of seismogenic slumping towards the Dead Sea Basin. *Journal of the Geological Society*, 169(1), 99-110.
2. Arya, L. M., and Paris, J. F. (1981). A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data, *Soil Science Society of America Journal*, 45(6): 1023-1030.
3. Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B., Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1104-1122.
4. Bensen, G. D., M. H. Ritzwoller, M. P. Barmin, A. L. Levshin, F. Lin, M. P. Moschetti, N. M. Shapiro, and Y. Yang (2007). Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, *Geophys. J. Int.*, 169, 1239-1260.
5. Berger C., McArdell B. W. and Schlunegger F. 2011: Direct measurement of channel erosion by debris flows, Illgraben, Switzerland, *J. Geophys. Res.*, 116, F01002.
6. Bozzano, F., Cherubini, C., Floris, M., Lupo, M., and Paccapelo, F. (2002) Landslide Phenomena in the Area of Pomarico (Basilicata–Italy): Methods for Modeling and Monitoring, *Physics and Chemistry of the Earth*, 27(36), pp. 1601-1607.
7. Brooks, R. J., Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Pap. 3*, Colo. State Univ., Fort Collins.
8. Brunner, P., Simmons, C.T. (2012). HydroGeoSphere: A Fully Integrated, Physically Based Hydrological Model. *Ground Water* 50(2): 170-176.
9. Caine, N. (1980). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris-flows. *Geografiska Annaler*, 62A, 23-27.
10. Cascini, L., Gulla, G., and Sorbino, G. (2006) Groundwater Modeling of a Weathered Gneissic Cover, *Canadian Geotechnical Journal*, 43, pp. 1153-1166.
11. Chang, L.S. (1974) A biostratigraphic study of the so-called Slate Formation in Taiwan based on small foraminifera: 4. Northernmost part of the Central Range: *Proc. Geol. Soc. China*, 17, 85-93. Chang, K.T., Ge, L., Lin, H.H. (2015) Slope creep behavior: observations and simulations, *Environ Earth Sci*, 73:275–287.
12. Chao, W. A., Y. M. Wu, L. Zhao, V. C. Tsai and C. H. Chen (2015) Seismologically determined bedload flux during the typhoon season, *Sci. Rep.* 5, 8261; doi: 10.1038/srep08261.
13. Chao, W. A., L. Zhao, S. C., Chen, Y. M. Wu, C. H. Chen and H. H. Huang

- (2016). Seismology-based early identification of dam-formation landquake events, *Sci. Rep.* 5, 19259, doi: 10.1038/srep19259.
14. Chao, W. A., Y. M. Wu, L. Zhao, H. Chen, Y. G. Chen, J. M. Chang and C. M. Lin (2017). A first near real-time seismology-based landquake monitoring system, *Sci. Rep.* 7:43510; doi: 10.1038/srep43510.
 15. Chen, C. H., W. A. Chao, Y. M. Wu, L. Zhao, Y. G. Chen, W. Y. Ho, T. L. Lin, K. H. Kuo, and J. M. Chang (2013). A seismological study of landquakes using a real-time broad-band seismic network, *Geophys. J. Int.*, 194, 885-898
 16. Chigira, M. (1992). Long-term gravitational deformation of rocks by mass rock creep. *Engineering Geology*, 32(3), 157-184.
 17. Christen, M., Kowalski, J., and Bartelt, P. (2010). "RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in threedimensional terrain." *Cold Reg. Sci. Technol.*, 63: 1-14.
 18. Chung, M. C., Tan, C. H., Chen, C. H. (2017) Local Rainfall Thresholds for Forecasting Landslide Occurrence: Taipingshan Landslide Triggered by Typhoon Saola, *Landslides*, Vol. 14, No. 1, pp. 19-33.
 19. Frank, Florian; McArdell, Brian W; Huggel, Christian; Vieli, Andreas (2015). The importance of entrainment and bulking on debris flow runout modeling: examples from the Swiss Alps. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 15(11):2569-2583.
 20. Fredlund, D. G., and Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 521-532.
 21. Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993), *Soil Mechanics for Unsaturated Soil*, John Wiley & Sons, New York, USA, p.517.
 22. Gilgen, M. (2008). Hydrological Simulations of a Hillslope Prone to Shallow Landslides, Diploma Thesis, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL.
 23. Goodman, R.E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition, John Wiley & Sons, New York.
 24. Gimbert, F., V. C. Tsai and M. P. Lamb (2014) A physical model for seismic noise generation by turbulent flow in rivers. *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 119, doi:10.1002/2014JF003201.
 25. Green, R. E., and Corey, J. C. (1971). Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods. *Soil Science Society of America Proceedings*, 35: 3-8.
 26. Guzzetti, F., S. Peruccacci, M. Rossi, and C. Stark (2008). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flow: an update, *Landslides*, 5, 3-17.
 27. Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*, Revised 3rd

- edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp 341 - 351.
28. Hökmark, H. and Pusch, R. (1992) Mechanisms and consequences of a creep in the nearfield rock of a KBS-3 repository, Clay Technology AB, Lund, Sweden.
 29. Hussin, H.Y., Quan Luna, B., van Westen, C.J., Christen, M., Malet, J.P., and van Asch, Th.W.J. (2012). "Parameterization of a numerical 2-D debris flow model with entrainment: a case study of the Faucon catchment, Southern French Alps." *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 12: 3075-3090.
 30. Itasca Consulting Group Inc. (2002) PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions). Version 3.0. Minneapolis, MN: ICG.
 31. Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36, 1897-1910.
 32. Krzeminska, D.M., Bogaard, T.A., van Asch, Th. W.J., van Beek, L.P.H. (2012). A conceptual model of the hydrological influence of fissures on landslide activity, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 16, 1561-1576.
 33. Lama, R. D, and Vutukuri, V. S. (1978). *Handbook on Mechanical Properties of Rocks: Testing, Techniques and Results, Volume III, No. 2*, 231-237.
 34. Lambiel, C., & Delaloye, R. (2004). Contribution of real-time kinematic GPS in the study of creeping mountain permafrost: examples from the Western Swiss Alps. *Permafrost and periglacial processes*, 15(3), 229-241.
 35. Lin, C. M., K. L. Wen, C. H. Kuo, J. Y. Huang, and H. H. Hsieh (2017). Shallow shear wave velocity model of Taiwan constructed from Receiver Function Analysis of strong motion stations, Joint Scientific Assembly of the International Association of Geodesy and International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior, Kobe, Japan, Jul. 29-Aug. 4.
 36. Lin, C.-P., Tang, S.-H., Lin, W.-C., and Chung, C.-C. (2009, Jan). Quantification of Cable Deformation with TDR: Implications to Localized shear deformation Monitoring. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.135, No. 1.
 37. Lumb, (1975), "Slope failures in Hong Kong," *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 8, pp. 31-65.
 38. Mainsant, G., E. Larose, C. Brönnimann, D. Jongmans, C. Michoud, and M. Jaboyedoff (2012). Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide: Toward failure prediction. *Journal of Geophysical Research*, 117, F01030.
 39. Lin, C. M., K. L. Wen, C. H. Kuo, J. Y. Huang, and H. H. Hsieh (2017). Shallow shear wave velocity model of Taiwan constructed from Receiver Function Analysis of strong motion stations, Joint Scientific Assembly of the International Association of Geodesy and International Association of

- Seismology and Physics of the Earth's Interior, Kobe, Japan, Jul. 29-Aug. 4.
40. Mainsant, G., E. Larose, C. Brönnimann, D. Jongmans, C. Michoud, and M. Jaboyedoff (2012). Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide: Toward failure prediction. *Journal of Geophysical Research*, 117, F01030.
 41. Ma, K.-F., Wang, Y.-J., Hsu, H.-J., Chen, Y.-L. & Chen, D.-Y. (2013). The analysis and application of CWB borehole seismic array data (2/2). *Seismology Technical Report of Central Weather Bureau*. 63, pp. 178–200.
 42. McLaren, R.G. (2005). *GRID BUILDER 4.0: A generator for 2D triangular finite elements grids and grid properties, user's guide*. Waterloo Ctr. for Groundwater Res., Univ. of Waterloo, Waterloo, ON, Canada.
 43. Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, 12(3), 513–522, doi:10.1029/WR012i003p00513.
 44. Nigbor, R.J., and Imai, T. (1994). "The Suspension P-S Velocity Logging Method," ISSMFE Technical Committee 10 for XIII ICSMFE, *Geophysical Characteristics of Sites*, A. A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherland.
 45. Obermann, A., T. Kraft, E. Larose, and S. Wiemer (2015). Potential of ambient seismic noise techniques to monitor the St. Gallen geothermal site (Switzerland). *Journal of Geophysical Research Solid Earth*, 120.
 46. Ogura, K. (1988). "Expansion of applicability for suspension P-S logging," *OYO Technical Report*, 10, 69-98.
 47. Palacky, G.V., (1987). *Resistivity Characteristics of Geologic Targets*, Chapter in book: *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics*, Vol 1, Theory, 1351.
 48. Peter Schürch ; Alexander L. Densmore ; Nicholas J. Rosser ; Brian W. McArdell(2011), *Dynamic controls on erosion and deposition on debris-flow fans*. *Geology* (2011) 39 (9): 827-830.
 49. Ping-Hu Cheng, 2002, *Imaging the Subsurface Structure of the Northern Tip of the 1999 Chi-Chi Earthquake Fault in Central Taiwan Using the Electric Resistivity Method*, TAO, V11 No. 3, 721-734. Salm, B. (1993). "Flow, flow transition and runout distances of flowing avalanches." *Ann. Glaciol.*, 18: 221-226.
 50. S.M. Hsu, J.P. Hsu, C.C. Ke, Y.T. Lin, and C.C. Huang (2019), *Rock mass permeability classification schemes to facilitate groundwater availability assessment in mountainous areas: a case study in Jhuoshuei river basin of Taiwan*, *Geoscience Journal*, DOI: 10.1007/s12303-019-0017-8. Savage, W. Z., J. W. Godt, and R. L. Baum (2004). *Modeling time-dependent slope stability*. *Proceedings IX International Symposium on Landslides*. Rio de Janeiro, Brazil, June 27-July 2, 23-38.

51. Sen-Schönfelder, C. and U. Wegler (2006). Passive image interferometry and seasonal variations of seismic velocities at Merapi Volcano, Indonesia, *Geophysic. Res. Lett.*, 33, L21302.
52. Shao, W., Bogaard, T.A., Bakker, M., Greco, R. (2015). Quantification of the influence of preferential flow on slope stability using a numerical modelling approach, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 19, 2197-2212.
53. S.M. Hsu, J.P. Hsu, C.C. Ke, Y.T. Lin, and C.C. Huang (2019), Rock mass permeability classification schemes to facilitate groundwater availability assessment in mountainous areas: a case study in Jhuoshuei river basin of Taiwan, *Geoscience Journal*, DOI: 10.1007/s12303-019-0017-8.
54. Therrien, R., McLaren, R.G., Sudicky, E.A., Panday, S.M. (2005). *HydroGeoSphere: A three-dimensional numerical model describing fully-integrated subsurface and surface flow and solute transport*, 322 pp., Groundwater Simulations Group, Univ. of Waterloo, Waterloo, Ont., Canada.
55. Therrien, R., Sudicky, E. A. (1996). Three-dimensional analysis of variably saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media. *J. Contam. Hydrol.* 23(6), 1–44.
56. Tsai, V. C., B. Minchew, M. P. Lamb and J. P. Ampuero (2012) A physical model for seismic noise generation from sediment transport in rivers, *Geophys. Res. Lett.* 39, L02404.
57. U.S. NRC (2017) Implementation of a Creep Model in FLAC to Study the Thermomechanical Response of Salt as a Host Repository Medium— 2nd Progress Report, No. NRC–HQ–12–C–02–0089.
58. van Genuchten, M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898
59. Voellmy, A. (1955). "On the destructive force of avalanches." SLF, Davos, Switzerland.
60. 內政部國土測繪中心(2010)，採用虛擬基準站即時動態定位技術辦理加密控制及圖根測量作業手冊。
61. 吳永助(1976)清水土場地熱區及其外圍之地質。礦業技術，第十四期，484-489 頁。吳政賢 (2015) 板岩邊坡之重力變形機制研究-以模型試驗及分離元素法探討，國立高雄大學土木與環境工程學系，碩士論文，高雄。
62. 李正兆(2009)，「整合地電阻法與水文地質調查於崩塌地滑動之機制研究」，國立中央大學地球物理研究所博士論文，桃園。李璟芳、黃韋凱、曹鼎志、張玉萍、冀樹勇 (2015) 微地形判釋應用於土石流災害之三維數值模擬，*中華水土保持學報*，第 46 卷，第 2 期，第 96-105 頁。

63. 何春蓀(1975)台灣地質概論台灣地質圖幅說明書，經濟部出版，153 頁。
宜蘭縣政府(2002)英士村原住民部落基礎環境改善計畫工程-全區地質環境調查分析委託專業服務成果報告書，宏祥工程顧問有限公司，共 258 頁。周令麒 (2014) 岩石邊坡潛變變形之模擬分析，國立屏東科技大學水土保持系，碩士論文，屏東。
64. 何春蓀(1986)台灣地質概論，增訂第二版。經濟部中央地質調查所出版，163 頁。周良勳譯(2003)，測量學(Construction surveying and layout)。新文京開發出版股份有限公司出版，台北縣，共 704 頁。
65. 呂崇嘉，直流電阻法應用於水文地質研究，中央大學地球物理研究所，博士論文，195 頁，1994。林士淵 (2002) 規則節理岩體潛變模式之研究，國立臺灣大學土木工程研究所，碩士論文，臺北。
66. 林宏勳 (2011) 木山層砂岩之潛變行為研究，國立臺灣大學土木工程研究所，碩士論文，臺北。
67. 林啟文、林偉雄(1995)三星圖幅及說明書，五萬分之一台灣地質圖第 31 號。經濟部中央地質調查所出版，共 55 頁。林俊良 (2013) 廬山地滑災害三維分析，國立中興大學水土保持學系研究所，碩士論文，台中
68. 林德貴、張國欽、蘇苗彬 (2008) 颱風降雨期間梨山地滑區邊坡穩定性之數值評估，中華水土保持學報，第 39 卷，第 1 期，第 57-81 頁。
69. 金聖鴻 (2010) 邊坡潛變行為監測與數值模擬，國立雲林科技大學營建工程系，碩士論文，雲林。
70. 洪如江，(1979)，「環境因素在台灣山崩中之應用」，邊坡穩定與坍方研討會論文專集，中國土木水利工程學會，第 147-172 頁。
71. 范嘉程、馮道偉，(2003)，以有限元素法探討暴雨時邊坡之穩定分析，土工技術，第 95 期，第 61-74 頁。
72. 唐昭榮、胡植慶、羅佳明、林銘郎 (2009) 遽變式山崩之 PFC3D 模擬初探—以草嶺與小林村為例，土工技術，第 122 期，第 143-152 頁。
73. 徐國錦，(2003)，「地層中介質孔隙水流對坡地崩塌影響之研究(II)」，成果報告，行政院國家科學委員會專題研究計畫。
74. 財團法人中興工程顧問社 (1994) 岩盤潛變對山坡穩定及地下結構物二次襯砌影響探討，財團法人中興工程顧問社，專案研究報告，臺北。
75. 財團法人中興工程顧問社 (1997) 軟弱岩盤潛變與隧道二次襯砌設計方法之研究，財團法人中興工程顧問社，專案研究報告，臺北。

76. 財團法人中興工程顧問社，(2008~2013)，「易淹水地區上游集水區地質調查與資料庫建置—集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫」，成果報告，經濟部中央地質調查所委辦研究計畫。
77. 經濟部中央地質調查所，2017，水文地質調查及觀測井建置北段山區及地下水補注敏感區 (1/4)，財團法人中興工程顧問社。
78. 莊庭鳳 (2014) 以分離元素法探討板岩邊坡變形機制，國立高雄大學土木與環境工程學系，碩士論文，高雄。
79. 曾長生(1978)宜蘭縣清水及土場區地質及地熱產狀，台灣石油地質，第十五號，第 11 至 23 頁。黃韋凱、魏倫璋、李璟芳、林錫宏、紀宗吉 (2016) 崩塌地調查與三維數值模擬-以平廣溪崩塌為例，中興工程，第 130 期，第 45-54 頁。
80. 曾清涼(1999)，GPS 衛星測量原理與應用，國立成功大學衛星資訊研究中心，台南。
81. 葉信富，李振誥，陳忠偉，張格綸，(2008)，「評估蒸發皿係數以推估台灣南部地區蒸發散量之研究」，農業工程學報，第 54 卷第 3 期，第 27-35 頁。
82. 潘安士、張光宗、林錫宏、錢滄海 (2011) 以有限元素法分析板岩邊坡潛移行為，中華水土保持學報，第 43 卷，第 1 期，第 35-48 頁。
83. 鄧鳳儀 (2008) 湖口崩塌地水文地質數值模型回饋分析研究，國立中央大學應用地質研究所論文
84. 鄭清江、譚志豪、鍾明劍、李錦發、費立沅 (2009) 莫拉克降雨引致高屏地區邊坡淺層崩塌災害勘查與穩定性數值分析案例，土工技術，第 122 期，第 133-142 頁。
85. 經濟部中央地質調查所，2010，臺灣山區地下水資源調查研究整體計畫—臺灣中段山區地下水資源調查研究整體計畫總報告(1/4)，財團法人中興工程顧問社。
86. 濁水溪水係支流清水溪治理規劃報告，2009，經濟部水利署水利規劃試驗所。
87. 羅佳明 (2013) 蘇花公路 115.9K 邊坡調查、穩定分析及運移模擬之研究，建國科大理工期刊，第 33 卷，第 1 期，第 1-24 頁。